

Gemeinde: Berikon

Bahnstrecke: Bremgarten West – Dietikon (656) km 12.2

Objekt: Umsetzung BehiG., Haltestelle Berikon

Bericht: Statik PU Welschloh – Zugang mit Lift

Projektverfasser: Schärli + Oetli AG
Flüelastrasse 31b, 8047 Zürich

05.07.2023
Datum

I. Oetli
Igor Oetli

Vorstudien

Generelles Projekt

Auflageprojekt

Ausführungsprojekt

Ausgeführtes Werk



Projektverfasser:



Schärli + Oetli AG
Bauingenieure SIA
Flüelastrasse 31b, 8047 Zürich
Telefon 043 / 931 70 00
kontakt@schaerlioetli.ch
www.schaerlioetli.ch

Bericht Nr. **496-07**

Format
A4

	Name	Datum
Projektleiter	OI	19.06.23
Verfasser:	OI	19.06.23
Geprüft	TS	19.06.23
Freigabe AVA		
Änderungen		

Bauherr:



Aargau Verkehr AG (AVA)
Hintere Bahnhostrasse 85
Postfach 4331, 5001 Aarau
Telefon 062 / 832 83 00
direktion@aargauverkehr.ch
www.aargauverkehr.ch

Aarau, 05.07.2023

Daniel Giger, Leiter Infrastruktur, Aargau Verkehr AG

Aarau, 05.07.2023

Michelle Badertscher, Leiterin Infrastruktur Ost, Aargau Verkehr AG



Inhalt

1	Ausgangslage	3
1.1	Allgemein.....	3
1.2	Projekt Zugang Junkholz-Welschloh	3
2	Grundlagen	3
2.1	Projektbezogene Unterlagen (Beilagen).....	3
2.2	Normen und Richtlinien	5
3	Berechnungsgrundlagen	6
3.1	Tragwerkskonzept	6
3.2	Material.....	7
3.3	Baugrund	7
4	Abfangung Fahrleitungsmast	9
4.1	Ausgangslage.....	9
4.2	Einwirkungen	9
4.3	Stützenbemessung.....	10
4.4	Bemessung Fahrleitungsstütze	13
5	Bauablauf und Baugrubensicherung	16
5.1	Bauablauf	16
5.2	Rühlwand Treppe	17
5.3	Rühlwand Lift.....	24
6	Bemessung Betonkonstruktion (Normale Einwirkungen)	31
6.1	Einwirkungen	31
6.2	Modell	40
6.3	Foundation	42
6.4	Wände und Decke Zugang West (Anbau)	48
6.5	Wände, Brüstungen und Lift	59
6.6	Podeste	68
6.7	Kontrollrechnungen	70
6.8	Armierungsskizzen	77
7	Aussergewöhnliche Einwirkungen	80
7.1	Einwirkungen	80
7.2	Lastfälle	81
7.3	Modell.....	87
7.4	Handkontrolle Anprall quer auf Brüstung	100
8	Treppe	103
8.1	Tragsicherheit.....	103
8.2	Verbindungen	106
8.3	Nachweis Gebrauchstauglichkeit.....	111



1 Ausgangslage

1.1 Allgemein

Die Bahnhofsanlage beim Bahnhof Berikon soll auf die Anforderungen von Personen mit Beeinträchtigung (BehiG) ertüchtigt werden. Neben den Perronoberflächen müssen ebenfalls 2 Personenunterführungen für einen hindernisfreien Zugang ertüchtigt werden. Folgend sind die statischen Berechnungen für die Baugrube, den Bauhilfsmassnahmen sowie für das Tragwerk zum Umbau der Personenunterführung Bahnhof Mitte inklusive der Zugänge dokumentiert.

1.1.1 SV-Prüfung

Die Hinweise und Empfehlungen der SV-Prüfung (14) von Basler & Hofmann sind im vorliegenden Dokument eingearbeitet worden.

1.2 Projekt Zugang Junkholz-Welschloh

Um einen barrierefreien Zugang von der PU Junkholz-Welschloh auf den Mittelperron zu ermöglichen, ist eine neue Lifтанlage geplant. Dazu ist der bestehende Zugang aufzuweiten und die bestehende Treppe mit einer neuen Konstruktion zu ersetzen. Für die Realisierung der Veränderung sind Rühlwände zu erstellen, um ein Bauen unter Betrieb zu ermöglichen. Im Weiteren ist ein Fahrleitungsmast auf der bestehenden PU Decke temporär zu sichern.

1.2.1 Baugrund

Gemäss (13) besteht der «Mutschellen Rücken» in der Regel aus Molassefels der mit Moränenmaterial überdeckt ist. Unter einer ca. 2.0 m starken Schicht aus künstlichen Auffüllungen folgt die Moräne (tonig siltigen bis tonig siltigen Sande teilweise mit Kies). Mit der Tiefe nimmt die Lagerungsdichte der Moräne bis hin zur harten Lagerung zu. Ab einer Tiefe von rund 6.0 m ab OK Terrain ist mit Molassefels zu rechnen.

1.2.2 Wassersituation

Die Haltestelle Berikon-Widen befindet sich gemäss Grundwasserschutzkarte des Kantons Aargau ausserhalb einer Schutzzone. Grundwasservorkommen auf dem Projektareal sind ebenfalls nicht auf den Karten des Kantons Aargau verzeichnet. Es ist jedoch mit vom Meteorwasser gespiessenen Boden- oder Hangwasser (u.U. gespannt) zu rechnen, vgl. (13).

2 Grundlagen

2.1 Projektbezogene Unterlagen (Beilagen)

2.1.1 Berichte

- (1) B 496-02A Projektleitblatt, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (2) B 496-01A Technischer Bericht, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (3) B 496-03A Nutzungsvereinbarung, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (4) B 496-04 Projektbasis, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (5) B 496-05 Statische Berechnungen PU Bahnhof, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023



- (6) B 496-07 Statische Berechnungen PU Welschloh – Zugang mit Lift, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (7) B 496-06 Fotodokumentation, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (8) B 496-08 Umweltbericht, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (9) B 496-09 Risiko- und Sicherheitsbericht, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (10) AN 496-05 Beurteilung + Massnahmenkonzept Instandsetzung Entwässerung, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (11) Sicherheitsnachweis Publikumsanlage, Gruner AG, 19.06.2023
- (12) Geologisch-geotechnischer Bericht und abfallrechtliche Untersuchungen, Jäckli AG, 19.06.2023
- (13) Geotechnischer Bericht, Trasse und PU Station Mutschellen, Kanton Aargau, Fachstelle Geotechnik und Belgasbau, 19.06.2023
- (14) Sachverständigenbericht Statik, Basler & Hofmann, 19.06.2023
- (15) Rückleitungs- und Erdungskonzept, Eltrend GmbH, 19.06.2023
- (16) Technischer Bericht Sicherungsanlage, Stadler Signalling AG, 19.06.2023
- (17) AN 496-02 Variantenstudium hindernisfreie Zugänge, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (18) Prüfbericht des Sachverständigen, Stadler Signalling AG, 19.06.2023
- (19) Stellungnahme Sachverständigenprüfung, Aargau Verkehr AG (AVA), 19.06.2023

2.1.2 Stellungnahme Sachverständigenprüfung, Aargau Verkehr AG (AVA), 19.06.2023 Pläne

- (20) Plan Nr. 496-100A Situation & Werkleitungen, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (21) Plan Nr. 496-101A Umbauplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (22) Plan Nr. 496-102A Detailplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (23) Plan Nr. 496-103A Installation + Verkehrsführung, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.2023
- (24) Plan Nr. 496-104 Längenprofil Gleis 1, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (25) Plan Nr. 496-105 Längenprofil Gleis 2, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (26) Plan Nr. 496-106 Längenprofil Gleis 11, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (27) Plan Nr. 496-107 Querprofile, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (28) Plan Nr. 496-108 Normalprofile, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (29) Plan Nr. 496-109 Situation Möbel, Markierung + Oberfläche, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (30) Plan Nr. 496-110 Zugkompositionen und Spaltmasse, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (31) Plan Nr. 496-111 PU Welschloh, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (32) Plan Nr. 496-112 Rampe Perron PU Mitte, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (33) Plan Nr. 496-113 Rampe Busstation, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (34) Plan Nr. 496-114 Bauphasenplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 28.2.2023
- (35) Plan Nr. 496-116 Situation Einzugsflächen / Hydraulik, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (36) Plan Nr. 56-2104-01, Situation Gleisgeometrie, Brühlmann Geomatik AG, 19.06.2023
- (37) Plan Nr. 496-117 Prinzipschema Starkstrom, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (38) Plan Nr. 496-118 Prinzipschema Schwachstrom, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (39) Beleuchtungsberechnung, Regent Lighting, 19.06.2023
- (40) Plan Nr. 496-119 Beleuchtungskonzept, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (41) Plan Nr. 496-120 Raumdisposition Technikraum Berikon, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (42) Plan Nr. ZSI 127 Streckenausrüstung, Stadler Signalling AG, 19.06.2023



2.2 Normen und Richtlinien

2.2.1 Bund

- [50] AB-EBV, BAV, 1. November 2020
- [51] Checkliste Umwelt für nicht UVP-pflichtige Eisenbahnanlagen, BAV, Oktober 2010
- [52] VPVE, Verordnung über das Plangenehmigungsverfahren für Eisenbahnanlagen, 1. November 2014
- [53] Richtlinie BAV, RL VPVE Anforderungen an Planvorlagen, BAV, Juli 2013
- [54] Richtlinie Entwässerung von Eisenbahnanlagen, BAV, August 2018
- [55] Planungsanweisung BehiG., BAV, 1. September 2020
- [56] Taktill-visuelle Markierung von Bahnperrens – Leitfaden, BAV, 1. November 2020
- [57] Leitfaden taktill-visuelle Markierung von Bahnperrens, Schulung «Markierungen», BAV, 27.6.22
- [58] Verordnung des UVEK über die technischen Anforderungen an die behindertengerechte Gestaltung des öffentlichen Verkehrs (VABöV), UVEK, 1. November 2020
- [59] 734.0 EleG Elektrizitätsgesetz; 01.01.2021
- [60] 734.5 SR Starkstromverordnung; 01.06.2019
- [61] SGK Richtlinie zum Schutz gegen Korrosion durch Streuströme von Gleichstromanlagen C3, 05.2011

2.2.2 VÖEV

- [62] RTE 20100 Sicherheit bei Arbeiten im Gleisbereich, VöV, 3. Januar 2020
- [63] RTE 20600 Sicherheit bei Arbeiten im Bereich von Bahnstromanlagen, 15. Januar 2012
- [64] RTE 20512 Lichtraumprofil Meterspur, VöV, 1. Juli 2014
- [65] RTE 21110 Unterbau und Schotter, VöV, 1. September 2015
- [66] RTE 22540 Fahrbahnpraxis Meterspur und Spezialspur, VöV, 15. Januar 2011
- [67] RTE 22541 Lückenlos verschweisstes Gleis (LVG) für Meterspur, VöV, 15.7.2006
- [68] Planungshilfe Publikumsanlagen, VöV, 1. Februar 2020
- [69] Leitfaden taktill-visuelle Markierung von Bahnperrens Schulung Markierung, VöV, 27.6.22
- [70] Führung Sehbehinderter an Bahnhöfen, Führungskonzept / Taktill-visuelle Markierung, VöV, 27.6.22
- [71] RTE 26201 Beleuchtung Bahninfrastruktur; VöV; 04.11.2020
- [72] RTE 27900 Rückleitungs- und Erdungshandbuch; VöV; 01.07.2014

2.2.3 SIA

- [73] SIA 260 ff. Tragwerksnormen, 2013/2014 inkl. Korrigenda
- [74] SIA 269 ff. Erhaltungsnormen, 2011 inkl. Korrigenda
- [75] SIA 272 Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagbau, 2009
- [76] SIA 414/1+2 Masstoleranzen im Bauwesen, SIA, 1. Juli 2016
- [77] SIA 500 Hindernisfreie Bauten, SIA, 1. Januar 2009

2.2.4 VSS / SN

- [78] VSS 40 320 Dimensionierung des Strassenaufbaus – Äquivalente Verkehrslast, VSS, 2019
- [79] VSS 40 324 Dimensionierung des Strassenaufbaus – Unterbau und Oberbau, VSS, 2019



- [80] VSS 40 430 Walzasphalt, Konzeption, Ausführung und Anordnungen an die eingebauten Schichten, VSS, 2019
- [81] VSS 70 140b Frost, VSS, 2019
- [82] VSS 70 241, Geotextilien, Anforderungen an die Funktionen Trennen und Filtern, 2019
- [83] VSS 71 253 Schiene – Strasse - Parallelführung und Annäherung - Abstand und Schutzmassnahmen, 2019
- [84] VSS 71 256A Vorfabrizierte Perronkanten; Anforderungen an Projektierung, Fertigung und Einbau, 2019 (zurückgezogen)
- [85] VSS 640 852 Markierungen Taktil-visuelle Markierungen für blinde und sehbehinderte Fussgänger, 2005
- [86] VSS 40 238 Fussgänger- und leichter Zweiradverkehr; Rampen, Treppen und Treppenwege, VSS, 2019
- [87] VSS 40 852 Markierungen Taktil-visuelle Markierungen für blinde und sehbehinderte Fussgänger, VSS, 2005
- [88] VSS 640 075 Fussgängerverkehr - Hindernisfreier Verkehrsraum, VSS, 2014
- [89] VSS 640 560, passive Sicherheit im Strassenraum - Grundnorm, VSS, 2018
- [90] VSS 640 561, passive Sicherheit im Strassenraum – Fahrzeugrückhaltesysteme, VSS, 2016
- [91] VSS 40 568, passive Sicherheit im Strassenraum - Geländer, VSS, 2019

2.2.5 Weitere

- [92] Richtlinie „Behindertengerechte Fusswegnetze“ Strassen-Wege-Plätze, 2003
- [93] Merkblatt 121 «Relief- und Brailleschriften», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [94] Merkblatt 114 «Leitliniensystem Schweiz», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [95] Merkblatt 118 «Hindernisfreie Gehflächen», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [96] V580 – FIScommun; 07 Kundeninformation: Interpretationshilfe VAböV, 24. Januar 2019
- [97] SN EN 81-70 Zugänglichkeit von Aufzügen für Personen mit Behinderungen, 2018
- [98] Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter, VSA, 2019
- [99] SN 592 000 Anlagen für die Liegenschaftsentwässerung – Planung und Ausführung, 2012AB-EBV, BAV, 1. Juli 2016
- [100] Normalien Bremgarten-Dietikon-Bahn (BDB), 10.1.2023, V3
- [101] AVA-BDB-Perron-2021-03-23, Neubauten vorn Perronanlagen, Brühlmann Geomatik, 23.3.21
- [102] Leitfaden Parallelführung Strasse / Schiene, Emch + Berger AG, 18.11.2022

3 Berechnungsgrundlagen

3.1 Tragwerkskonzept

Teile des bestehenden Zugangs Welschloh werden nach Süden aufgeweitet und der grössere Teil wird abgebrochen. Beim Treppenaufgang wechselt der Querschnitt von einem geschlossenen Rahmen zu einem U-Profil welches punktuell über die Treppenpodeste verbunden ist. Somit ist das Verformungsvermögen dieses U-Profiles beschränkt, weshalb eine rechteckige Erddruckverteilung angenommen wurde. Die Rampenwände sind biegesteif mit der Bodenplatte verbunden und seitlich über die angrenzenden Deckenteile sowie lokal über die Treppenpodeste gehalten. Die Teile, welche als Rahmen ausgebildet sind, sind biegesteif mit der Bodenplatte und der Decke verbunden.



3.2 Material

Beton

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkenwerte			
				f_{cd}	τ_{cd}	E_{cd}	ϕ
Bestand	B35/25	162 (1992)	B 35/25 FT-Beständig	14.4N/mm ²	0.93N/mm ²	32MN/mm ²	
Neubau	NPK G (T4)	SIA 262 (2013)	C30/37 XC4, XD3, XF4 D _{max} 32, CI 0.10, C3, AARP2	20N/mm ²	1.1N/mm ²	32MN/mm ²	2.0

Tabelle 1: Betoneigenschaften

Armierungsstahl

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkenwerte		
				f_{sd}	ϵ_{ud}	E_s
Bestand	S500	162 (1989)		435N/mm ²	4.5‰	205 MN/mm ²
Neubau	B500B	SIA 262 (2013)	Duktilitätsklasse B	435N/mm ²	4.5‰	205 MN/mm ²

Tabelle 2: Betoneigenschaften

Baustahl

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkenwerte		
				f_y	f_u	E_s
Bestand	S 235	163(1989)		235N/mm ²	360N/mm ²	210 MN/mm ²
Neubau	S 235	SIA 263 (2013)		235N/mm ²	360N/mm ²	210 MN/mm ²
	S 355	SIA 263 (2013)		355N/mm ²	510N/mm ²	210 MN/mm ²

Tabelle 3: Betoneigenschaften

3.3 Baugrund

3.3.1 Bodenkennwerte

Für die Berechnung sind folgende Baugrundwerte gemäss (13) verwendet worden. Dabei wurde der charakteristische Baugrundwert wie folgt festgelegt:

$$X_k = X_m - \alpha(X_m - X_{extr})$$

Wobei der Faktor der Zuverlässigkeit im Allgemeinen $\alpha = 0.2$ verwendet wird. Für die Kohäsion wird dieser Wert auf $\alpha = 0.4$ erhöht

Bodenschicht	Feuchtraumgewicht	Reibungswinkel	Kohäsion	M _E -Wert	
				Erstbelastung	Wiederbelastung
	$[\gamma'_{ek}]$	$[\phi'_{k}]$	$[c'_{k}]$	M _{EK1}	M _{EK2}
Künstliche Auffüllung	19.5 kN/m ³	28.8° (Ø29°;min.28°)	0 kN/m ²	12.0 MN/m ² (Ø12.5;min.10)	20 MN/m ²
Moräne	20 kN/m ³	29.6° (Ø30°;min.28°)	3 kN/m ² (Ø5°;min.0°)	38 MN/m ² (Ø40;min.30)	60 MN/m ²

Tabelle 4: Rechenwerte Baugrund



3.3.2 Bodenpressung

Die verwendete Bodenpressung auf Dimensionierungsniveau beträgt:

- Künstliche Auffüllung: $\sigma_{BRd} = 250 \text{ kN/m}^2$
- Moräne: $\sigma_{BRd} = 350 \text{ kN/m}^2$

3.3.3 Wasserdruck

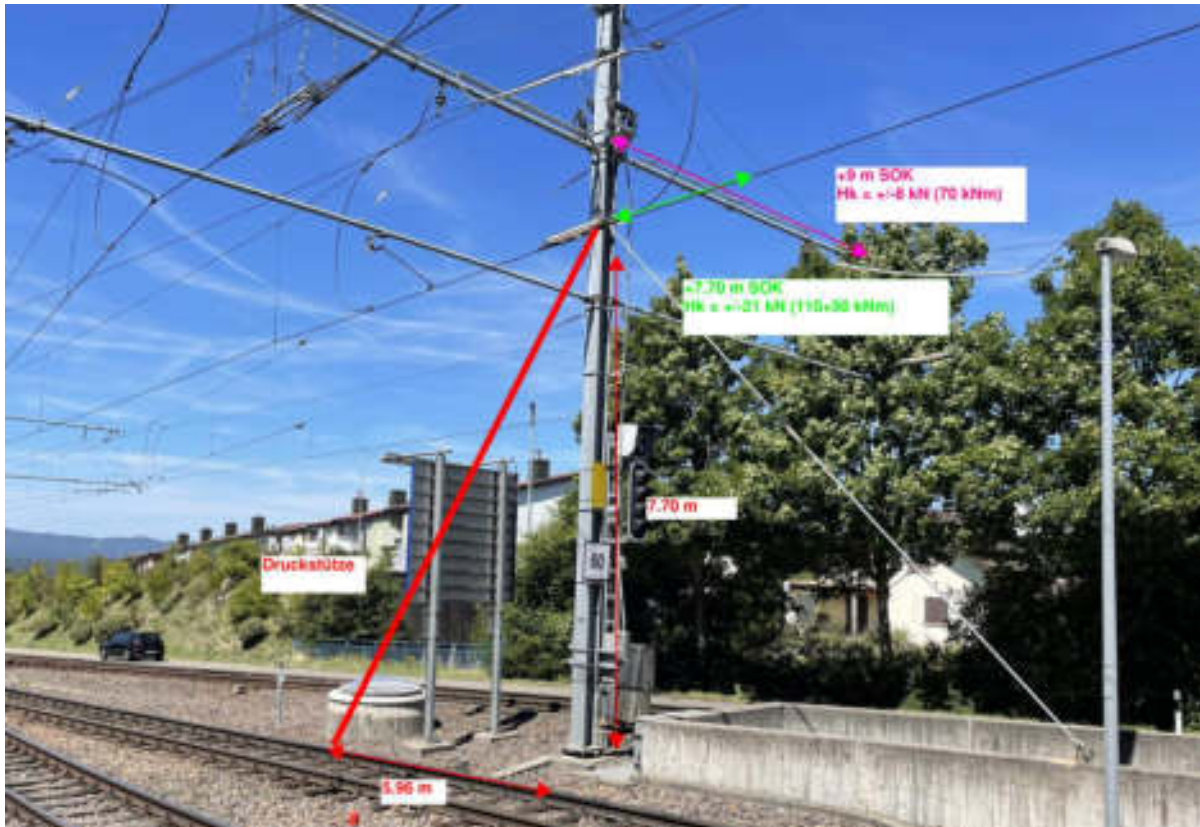
Für die Bemessung der Betonkonstruktion ist kein Wasserdruck berücksichtigt worden. Allenfalls vorhandenes Bodenwasser wird mit den bestehenden Sickerleitungen abgeführt beziehungsweise es läuft zum Tiefpunkt im Norden der Personenunterführung.

4 Abfangung Fahrleitungsmast

4.1 Ausgangslage

Der bestehende Fahrleitungsmast muss temporär für die Bauzeit gesichert werden. Dazu ist eine Druckstütze als Ersatz für das Zugband zu planen. Im Weiteren ist die Decke für den Bauzustand mit einem Stahlträger unter dem Fahrleitungsmast zu sichern. Die Momente im Fahrleitungsmast

Einwirkungen gemäss Angaben Kummler Matter, siehe Anhang



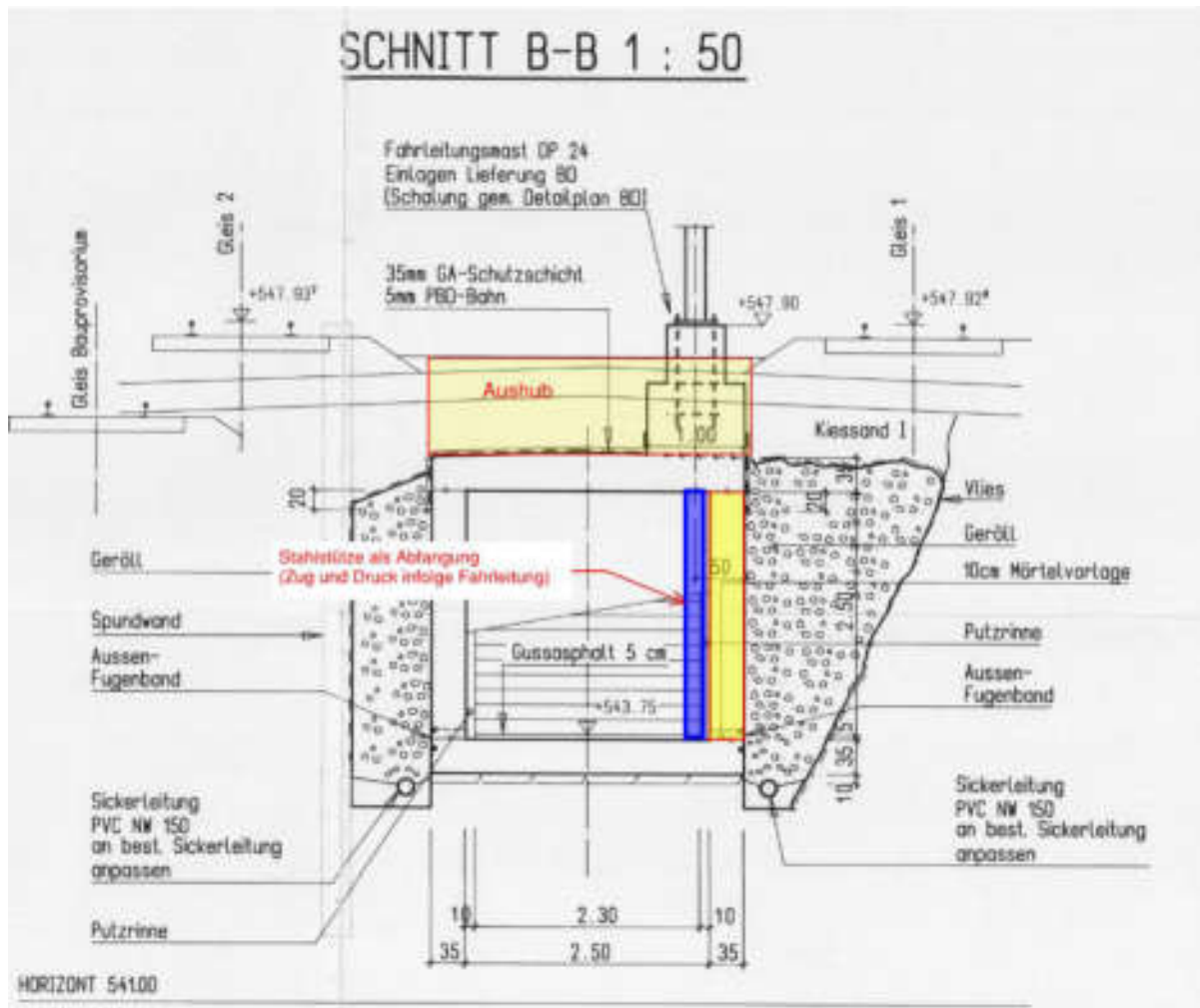
4.2 Einwirkungen

ständig

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| - Eigengewicht (45 cm): | $g_k = 11.3 \text{ kN/m}^2$ |
| - Auflast: | $g_k = 1.3 \text{ kN/m}^2$ |
| - Fahrleitungsmast | $G_k = 20 \text{ kN}$ |

Veränderlich

- | | |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| - Nutzlast: | $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ |
| - Fahrleitung ($M_k = +/- 90 \text{ kNm}$, $e = 2.5 \text{ m}$) | $Q_k = +/- 36 \text{ kN}$ |



4.3 Stützenbemessung

$$N_d = A \times (g_d + q_d) + Q_{d,Mast}$$

$$= 2.0 \times 3.0 \times \left(1.35 \times \left(\frac{11.3kN}{m^2} + \frac{1.3kN}{m^2} \right) + 1.5 \times 3.0 \frac{kN}{m^2} \right) + 1.35 \times 20kN + 1.5 \times 36kN = 210kN$$

Normalkraftnachweis HEA 160 S235 (Widerstände gemäss C4), $l_{kz} = 3.0 \text{ m}$

$$N_d = 210 \text{ kN} \leq N_{kz,Rd} = 574 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

Krafteinleitung Fussplatte 180x180 mm

$$N_{Rd} = A \times f_{cd} = 180 \times 180 \times 14.4 \frac{N}{mm^2} = 466kN \geq N_d = 210kN \rightarrow i. O.$$

Zugkraft, 2 Anker FIS A M16 mit EM plus

$$N_{Rd} = A \times f_{cd} = 180 \times 180 \times 14.4 \frac{N}{mm^2} = 466kN \geq N_d = 210kN \rightarrow i. O.$$



Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Injektionssystem FIS EM plus
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS AM 16 x 175, galvanisch verzinkter Stahl, Festigkeitsklasse 5.8 116 mm
Rechnerische Verankerungstiefe	



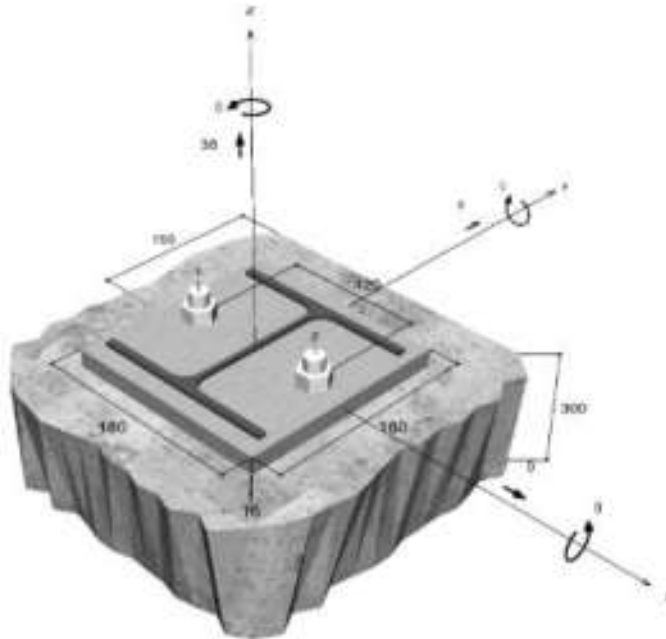
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-17/0979, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020.
-----------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu



Eingabedaten

Bemessungsverfahren	ETAG 001, Technical Report TR029
Verankerungsgrund	C20/25, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung, Ohne Randbewehrung. Mit Spalibewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt nicht verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	180 mm x 180 mm x 15 mm
Profiltyp	HEAA 160

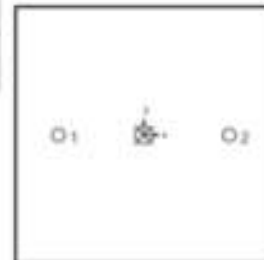
Bemessungslasten *)

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,5d} kNm	Belastungsart
1	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	18,00	0,00	0,00	0,00
2	18,00	0,00	0,00	0,00



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
 Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
 Resultierende Zugkraft : 36,00 kN , X/Y Position (0 / 0)
 Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$\beta_N = \beta_{N,c1} = 0,99 \leq 1$
Nachweis erfolgreich
(3.9a)

Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

4.4 Bemessung Fahrleitungsstütze

4.4.1 System und Einwirkung

$$N_d = H_k \times \gamma_Q \times \sqrt{2} = 21 \text{ kN} \times 1.5 \times \sqrt{2} = 45 \text{ kN}$$

Rohrstrebe verstellbar 200 x 200
1347

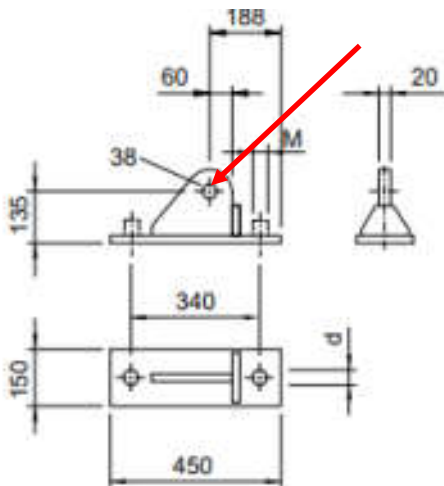
Typ	L (m)
035	3.50
040	4.00
045	4.50
050	5.00
055	5.50
060	6.00
065	6.50
070	7.00
075	7.50
080	8.00
085	8.50
090	9.00
095	9.50

Hinweis
 Mastanschluss 1349
 Fundamentanschluss 1348

Zeichnungsnummer
 334.00059

Bestellbeispiel
 Länge 7,0 m
 1347.070 Rohrstrebe verstellbar
 200 x 200

4.4.2 Nachweis Fussverbindung



Druckkraft $N_d = 45 \text{ kN}$ unter 45°

Verbindung über M30 Anker mit Fischer FIS



07.10.2022

496 AVA BehiG, Berikon, Bahnhofstrasse 2, 8965 Berikon

<p>Ingenieurbüro Schärlj + Oetli AG</p> <p>Flüelastrasse 31b 8047 Zürich Telefon: 043 931 70 00 kontakt@schaerfoetli.ch</p>	<p>fischer Partner Schweiz: SFS Group Schweiz AG</p> <p>Grabenackerstrasse 8 (CH) 4142 Münchenstein Telefon: +41 61 415 85 01 Fax: F +41 61 415 85 17 befestigungstechnik@sfs.ch www.sfs.ch</p>
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Injektionssystem FIS EM plus
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 30 x 430 R, nicht rostender Stahl, Festigkeitsklasse R-70
Rechnerische Verankerungstiefe	120 mm



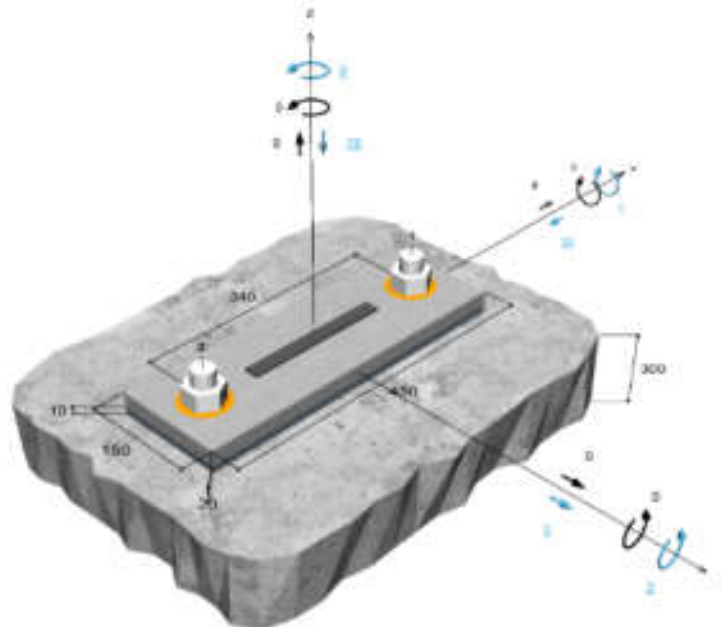
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-17/0979, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020
-----------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Ständige Einwirkungen: G = Schwarz, $\gamma = 1,35$

Veränderliche Einwirkungen: Q = Blau, $\gamma = 1,5$



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
 Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



496 AVA BehiG, Berikon , Bahnhofstrasse 2, 8965 Berikon

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	ETAG 001, Technical Report TR029
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung, Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Ankerplatte mit nicht tragender Ausgleichsschicht, g = 10 mm rechn. Hebelarm l = 35 mm Einspanngrad $\alpha_M = 1,0$ Mörteldruckfestigkeit: 20,0 N/mm ²
Ankerplattenmaße	150 mm x 450 mm x 20 mm
Profiltyp	Flachstahl (200 x 20 (S 235))

Lasten

Belastung	Ständige Last	Veränderliche Last	Belastung	Lastfall 1 1.35 • G + 1.5 • Q	Lastfall 2 1 • G + 1.5 • Q
N _{Ed} kN	0,00	-15,00	N _{Sd} kN	-22,50	-22,50
V _{Ed,x} kN	0,00	0,00	V _{Sd,x} kN	0,00	0,00
V _{Ed,y} kN	0,00	-15,00	V _{Sd,y} kN	-22,50	-22,50
M _{Ed,x} kNm	0,00	3,00	M _{Sd,x} kNm	4,50	4,50
M _{Ed,y} kNm	0,00	0,00	M _{Sd,y} kNm	0,00	0,00
M _{T,Ed} kNm	0,00	0,00	M _{T,Sd} kNm	0,00	0,00

Maßgebender Lastfall 1

Resultierende Ankerkräfte für Lastfall 1

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	3,79	11,25	0,00	-11,25
2	0,00	11,25	0,00	-11,25



Max. Betonstauchung :	0,05 ‰
Max. Betondruckspannung :	1,5 N/mm ²
Resultierende Zugkraft :	3,79 kN , X/Y Position (0 / 170)
Resultierende Druckkraft :	26,29 kN , X/Y Position (0 / -147)

07.10.2022

496 AVA BehiG. Berikon , Bahnhofstrasse 2, 8965 Berikon

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_N = \beta_{N,act} = 0,11 \leq 1$$
$$\beta_V = \beta_{V,act} = 0,40 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,3} + \beta_V^{1,3} = \beta_{N,act}^{1,3} + \beta_{V,act}^{1,3} = 0,29 \leq 1$$



Nachweis erfolgreich

OK (S.80)

OK (S.96)

OK (S.10)

Hinweise

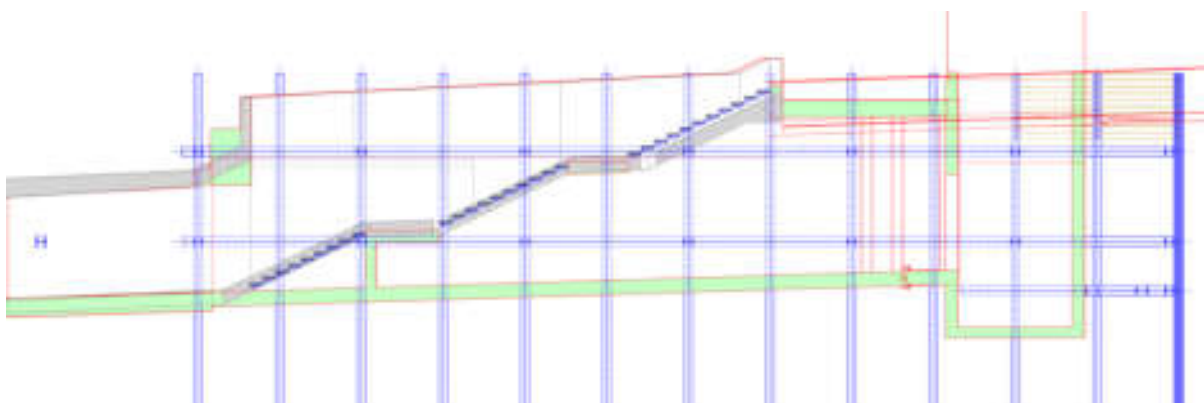
Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

5 Bauablauf und Baugrubensicherung

5.1 Bauablauf

Für den Bau der Rühlwand ist folgender Bauablauf vorgesehen:

1. Aushub bis -1.20 m OK Schwelle, Rühlwandträger funktionieren als Kragarm (erhöhter aktiver Erddruck nicht umgelagert und somit als Dreieck verteilt)
2. Einbau Longarine und Spriess
3. Aushub 2. Etappe bis -3.30 m ab OK Schwelle, Rühlwandträger tragen als einfacher Balken (erhöhter aktiver Erddruck umgelagert als Rechteck)
4. Einbau 2. Spriesslage
5. Aushub 3. Etappe bis -4.70 m ab OK Schwelle, Rühlwandträger tragen als einfacher Balken (erhöhter aktiver Erddruck umgelagert als Rechteck)
6. Lokaler Einbau 3. Spriesslage bei Lift
7. Aushub Liftbereich
8. Nach Betonieren der Bodenplatten kann die 3. bzw. die 2. Spriesslage entfernt werden.



5.2 Rühlwand Treppe

Baugrundmodell (System)

Metb. 1 :125.0

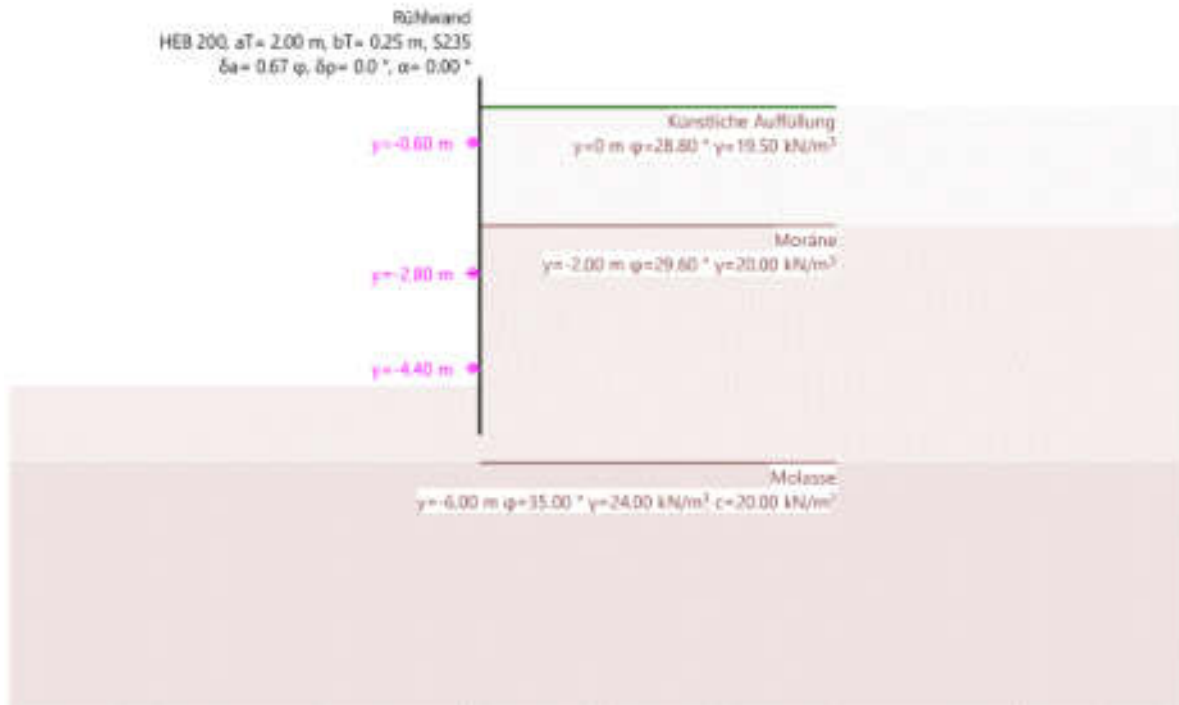


Abbildung 1: Baugrundmodell

Belastung B1: LM5, Etappe 2: Vor Einbau 1. Spriesslage

Metb. 1 :125.0

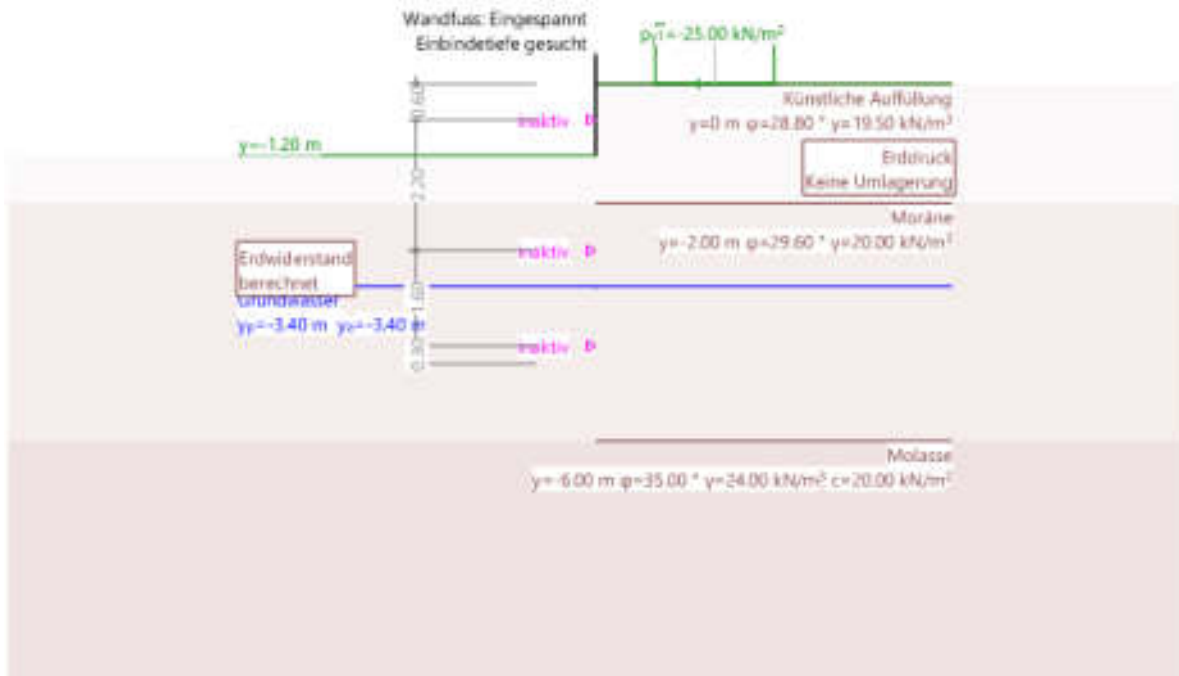


Abbildung 2: Baugrube vor Einbau 1. Spriesslage

Belastung B1: LM5, Etappe 3: Vor Einbau 2. Spriesslage

Mstb. 1 :125,0

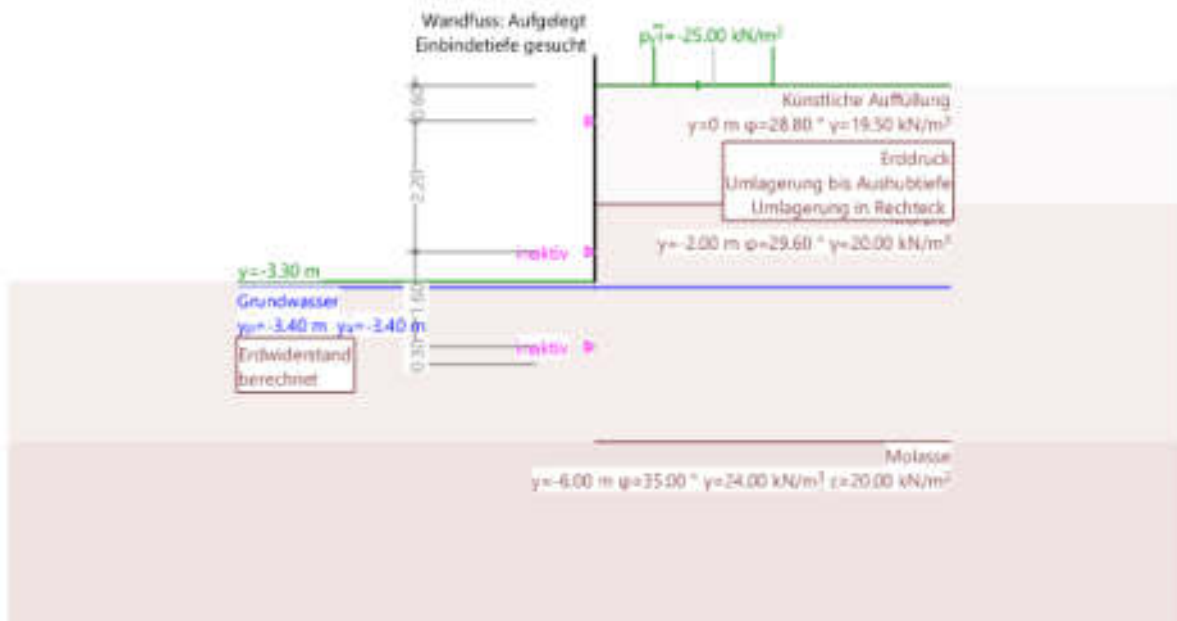


Abbildung 3: Baugrube vor Einbau 2. Spriesslage

Belastung B1: LM5, Etappe 1: Endzustand

Mstb. 1 :125,0

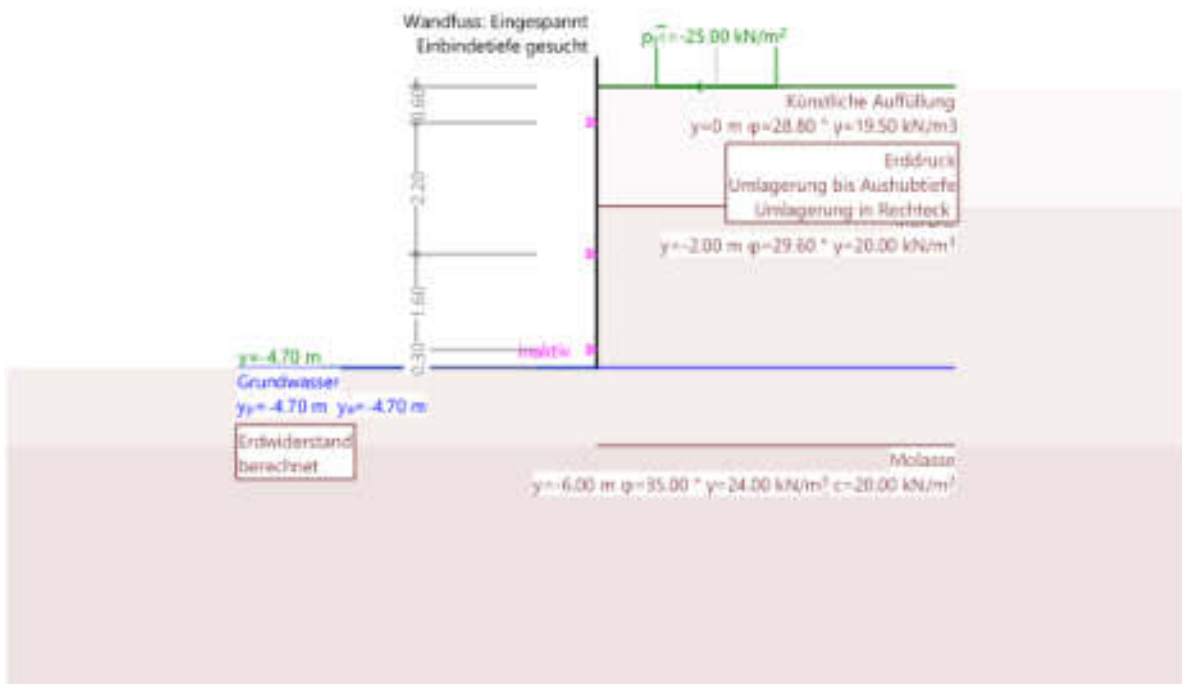


Abbildung 4: Baugrube Endzustand

Belastung B1: LM5, Etappe 4: Nach Einbau Bodenplatte

Metb. 1 :125.0

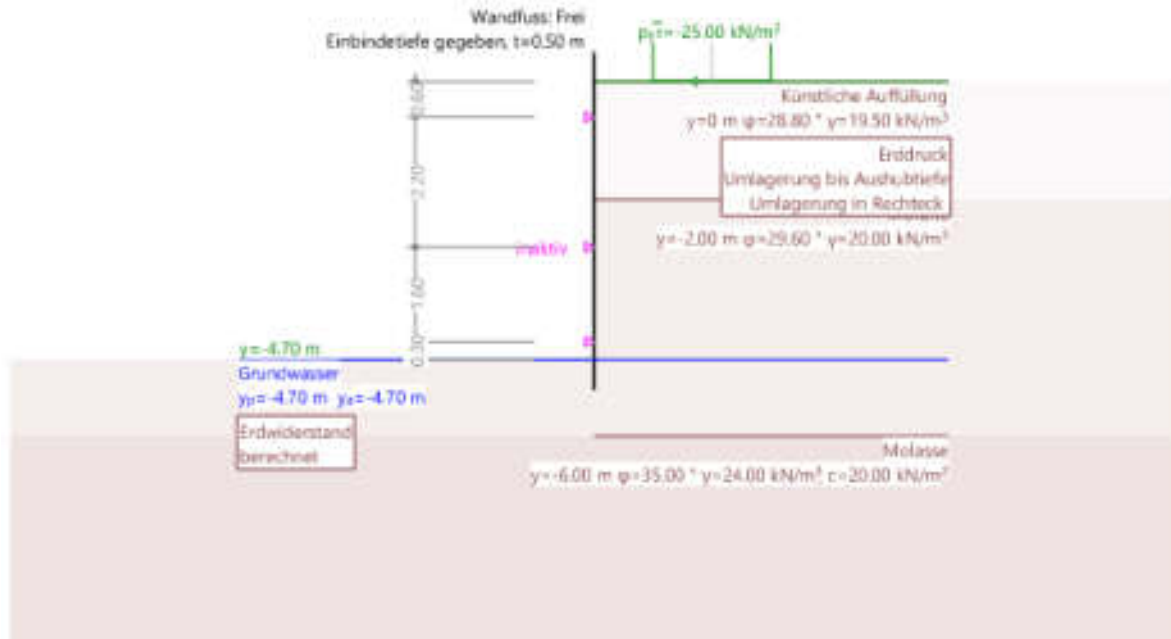


Abbildung 5: Baugrube nach Betonieren Bodenplatte



BEIWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1 [-]	GZ TS 2 [-]	GZ TS 2a [-]	GZ TS 3 [-]	GZ G [-]	global [-]
Erdwiderstand geschlossene Wand		1.40			1.00	1.50
Erdwiderstand offene Wand		1.40			1.00	2.00
Biegesteifigkeit EI		1.10			1.00	1.00
Bestungsmodul k _{sb}		1.50			1.00	1.50

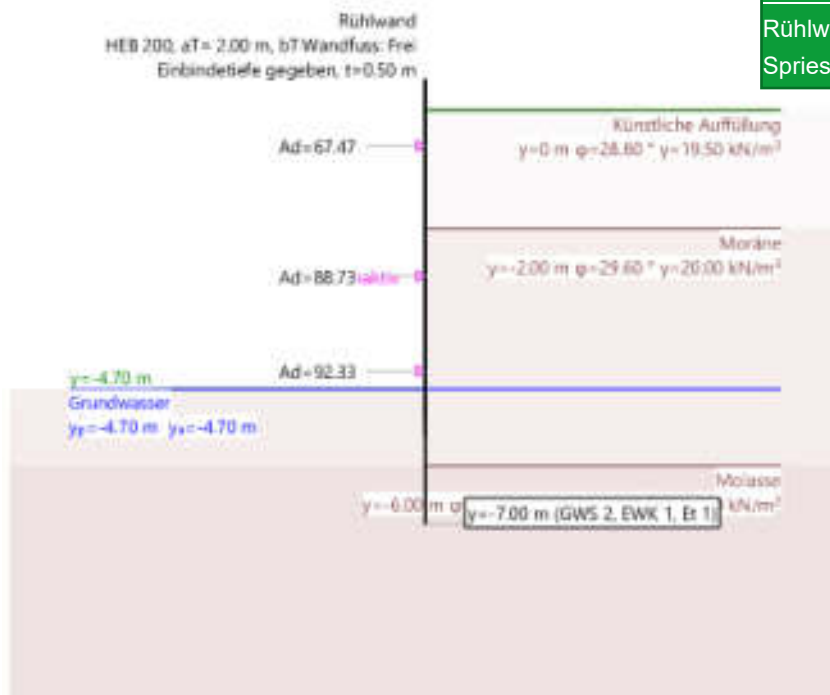
Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Erdruhedruckanteil α		0.250			1.000	0	-
minimaler Erdruck		3.000			0	0	kN/m
Erdruckumlagerungsfaktor						1.300	-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{b,hyd}$	0.900						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{b,sp}$	1.600						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{b,gr}$						2.000	-
Modellbeiwert horizontales Gleichgewicht		1.500			1.500	1.500	-
Schnittkraftvergrößerungsfaktor γ_s						1.500	-
Faktor innere Pfahltragfähigkeit η_s		0.600				0.600	-

Berechnungsoptionen (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
aktive Wandreibung		Ja			Ja	Ja
passive Wandreibung		Ja			Ja	Ja

Grenzwerte: Wandlänge [m], Stützkräfte [kN/m]



Bemessungsgrundlage:
 Rühlwandträgerfusslänge → 2.5 m
 Spriesslast = 100 kN/m

Abbildung 6: Rühlwandtrögertiefe und Spriesslasten (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Querkraft [kN/m]

Mstab: 1 :125.0

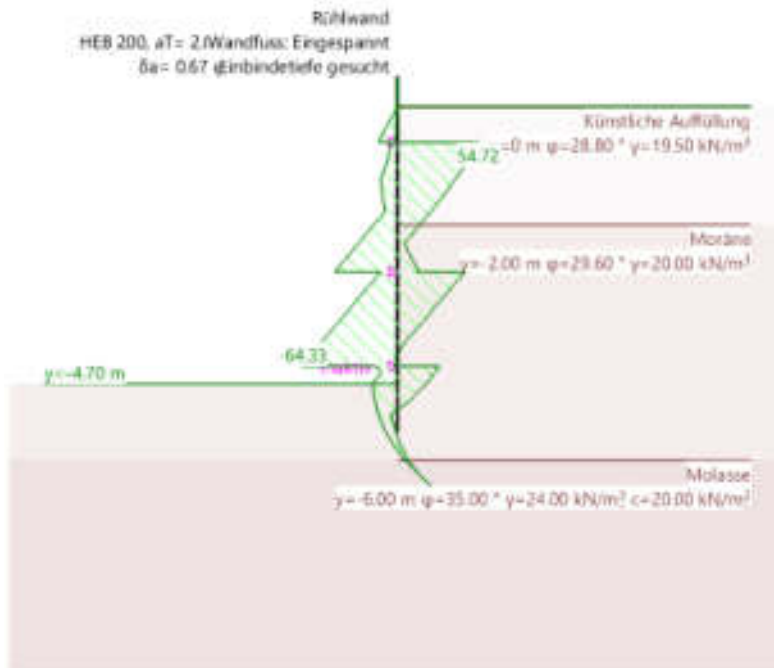


Abbildung 7: Querkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Biegemoment [kNm/m]

Mstab: 1 :125.0



Abbildung 8: Moment (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

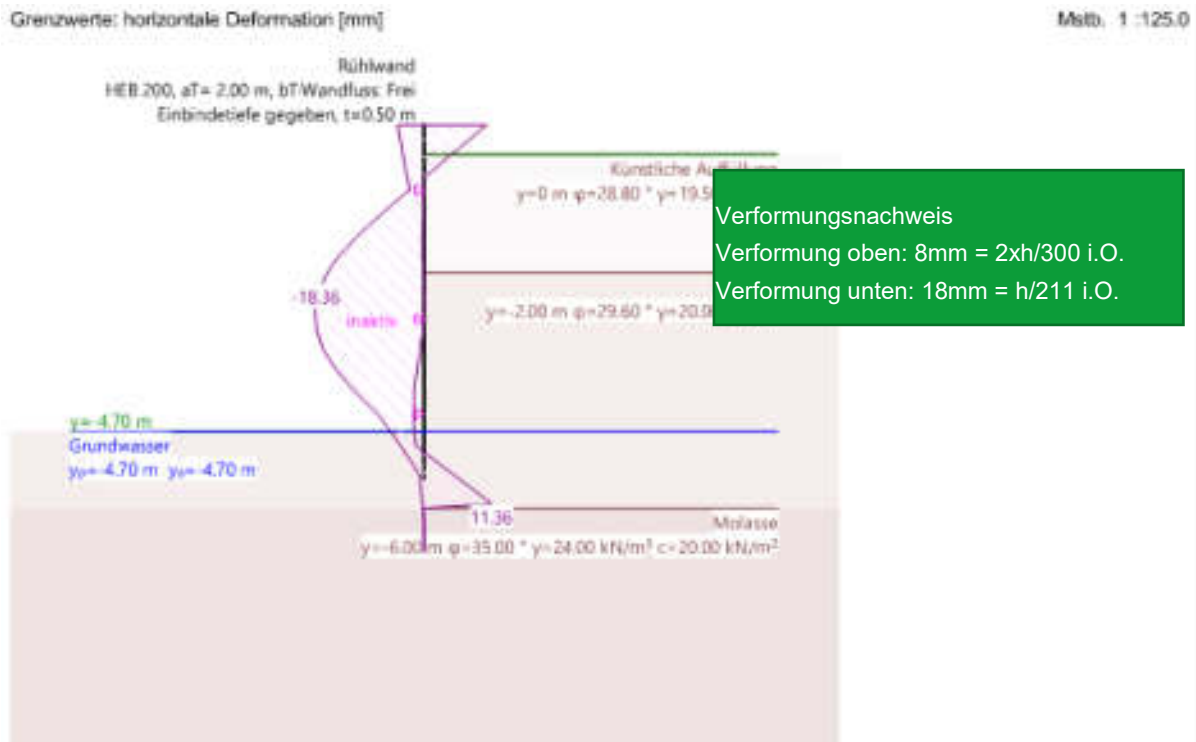


Abbildung 9: Verformungen

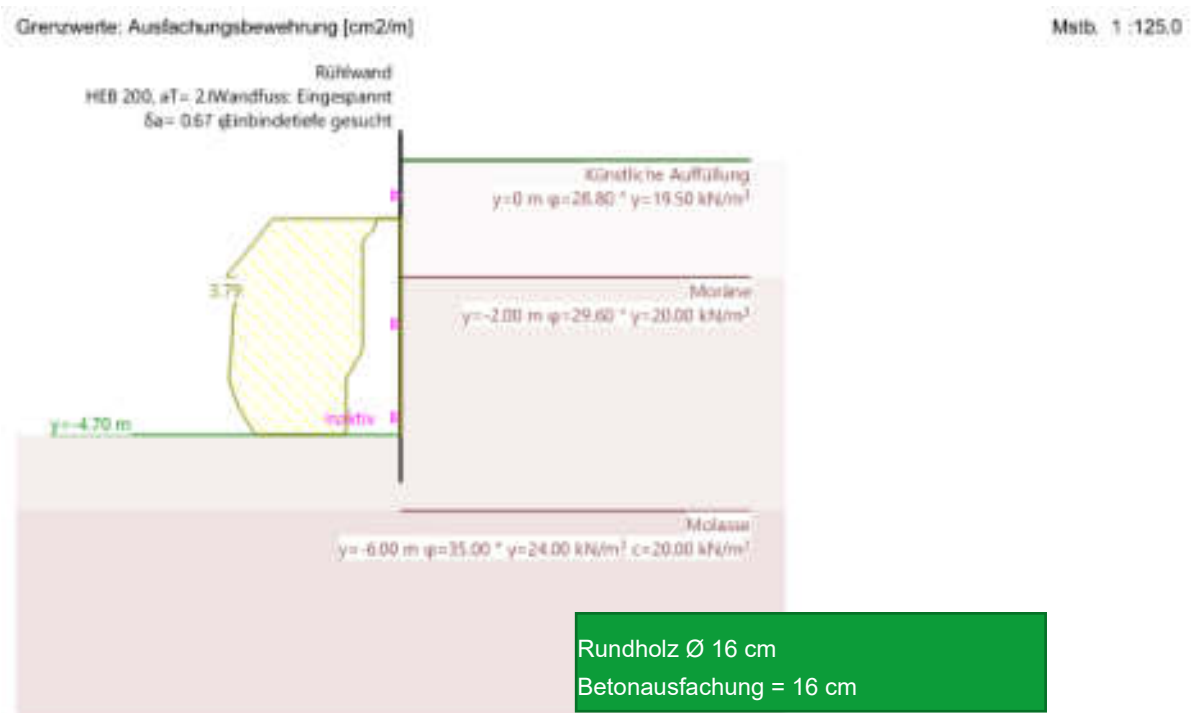


Abbildung 10: Armierung Wand → Ø 10, a = 150 mm



Zusammenfassung

- Die Spriessung ist auf eine Last von $q_d = 100 \text{ kN/m}$ zu bemessen
- Die Rundholzausfachung muss min. $\varnothing 16 \text{ cm}$; C24 gewählt werden. bis -1.0 m OK Schwelle.
- Die Ausfachung muss min. mit $\varnothing 10$, $a = 150 \text{ mm}$ armiert werden (Wandstärke = 16 cm).

Abstützungen

y [m]	α [°]	A_{yE} [kN/m]	A_{yE} [kN/m]	A_{yE} [kN/m]	GWS,EWK,EI	Bemerkungen
-0.60	0	67.47	67.47	0	2, 1, 4	
-2.80	0	88.73	88.73	0	2, 1, 1	
-4.40	0	97.33	97.33	0	2, 3, 4	

A_{yE} : horizontale Komponente der Abstützungskraft.
 A_{yE} : vertikale Komponente der Abstützungskraft
 GWS,EWK,EI: Grenzwertspezifikation, Einwirkungskombination, Etappe

Bemessung Rühlwandträger

aMax [-]	Nachweis		Bemessung		Bemerkungen
	GWS,EWK,EI	Profil	GWS,EWK,EI		
0.63	2, 1, 4	HEB 180	2, 1, 4		

Nachweis : Nachweis für gewähltes Profil HEB 200
 aMax : maximaler Ausnutzungsgrad, aMax <= 1.0 -> i.O.
 GWS,EWK,EI: Grenzwertspezifikation, Einwirkungskombination, Etappe

5.2.1 Bemessung Ausfachungsetappenhöhen

Die Etappenhöhe für die Unterfangung H_{gr} beträgt in der Moräne (etwa ab -2.0 m OKT ist Moräne):

$$H_{gr} = \frac{4 \times c}{\gamma} \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{4 \times 3 \text{ kN/m}^2}{20 \text{ kN/m}^3} \times \tan\left(45 + \frac{29}{2}\right) = 1.03 \text{ m}$$

Somit wird die 1. Etappe mit einer Höhe von 1.50 m ausgehoben und die weitem mit 1.0 m.

5.3 Rühlwand Lift

Baugrundmodell (System)

Mstab. 1 :125.0

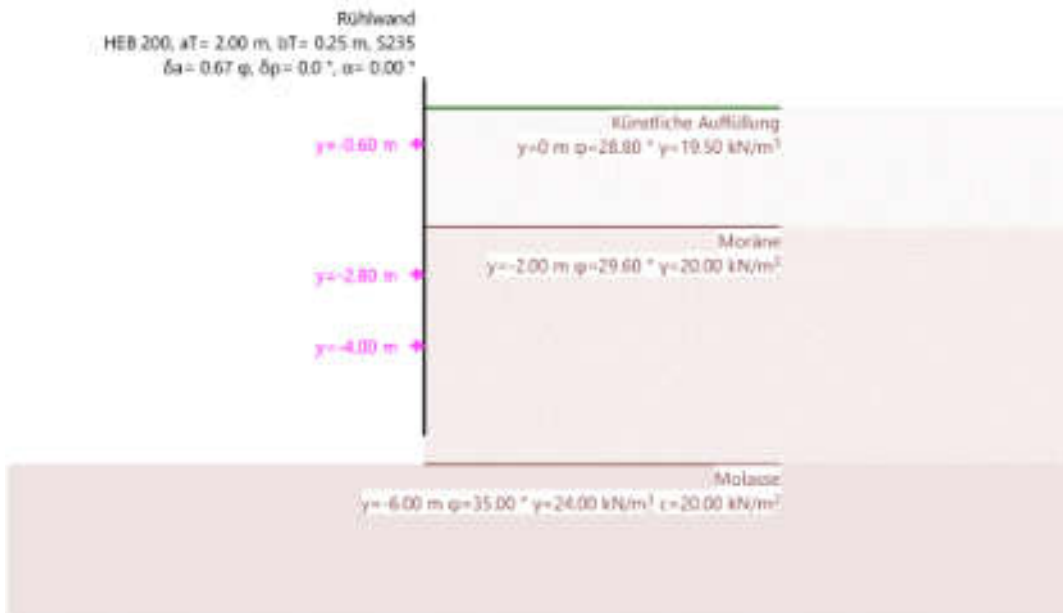


Abbildung 11: Baugrundmodell

Belastung B1: LMS, Etappe 2: Vor Einbau 1. Spriesslage

Mstab. 1 :125.0

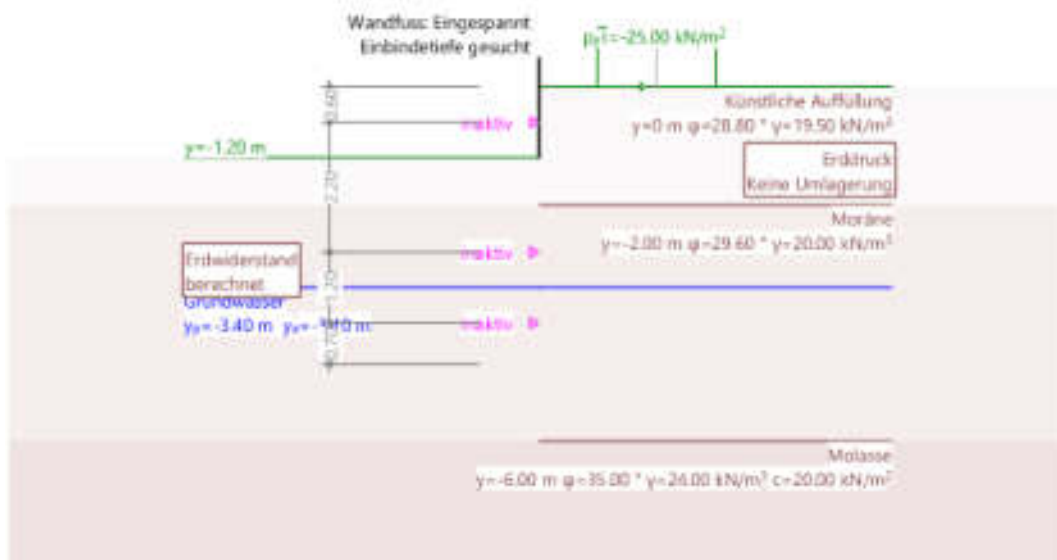


Abbildung 12: Baugrube vor Einbau 1. Spriesslage

Belastung B1: LMS, Etappe 3: Vor Einbau 2. Spriesslage

Msib. 1 :125.0

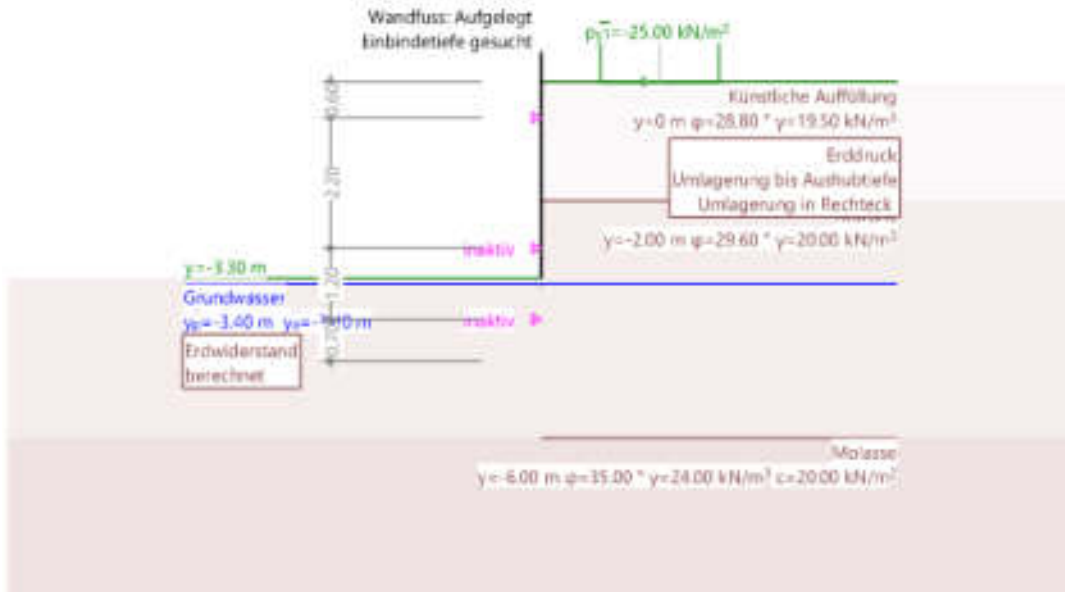


Abbildung 13: Baugrube vor Einbau 2. Spriesslage

Belastung B1: LMS, Etappe 1: Endzustand

Msib. 1 :125.0

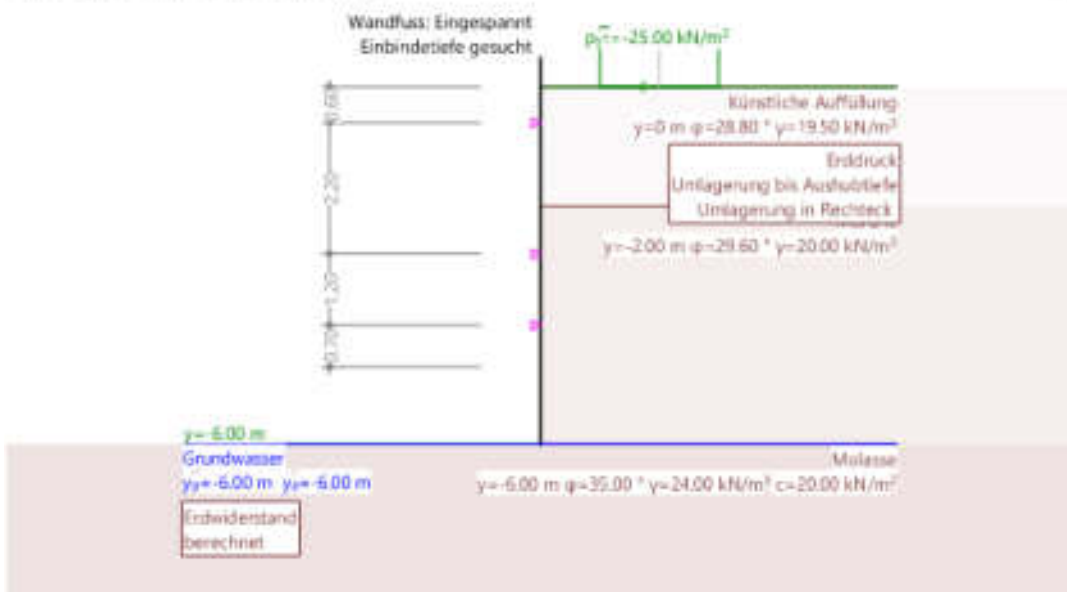


Abbildung 14: Vor Einbau 3. Spriesslage

Belastung B1: LMS, Etappe 4: Vor Einbau 3. Spriesslage

Mstab: 1:125.0

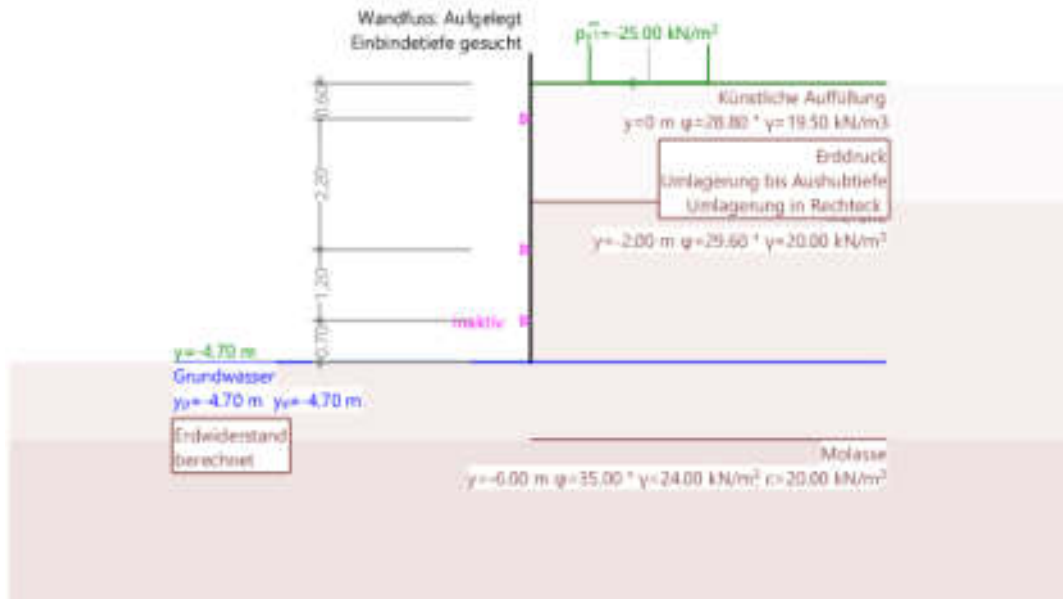


Abbildung 15: Baugrube Endzustand

BEIWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
Erdwiderstand geschlossene Wand	[]	1.40	[]	[]	1.00	1.50
Erdwiderstand offene Wand		1.40			1.00	2.00
Biegesteifigkeit EI		1.10			1.00	1.00
Bettungsmodul kah		1.50			1.00	1.50

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
Erdruhedruckanteil α		0.250			1.000	0
minimaler Erddruck		5.000			0	0
Erdruhelagerungsfaktor						1.300
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{h, int}$	0.900					-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{h, exp}$	1.600					-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{h, so}$						2.000
Modellbeiwert horizontales Gleichgewicht		1.500			1.500	1.500
Schnittkraftvergrößerungsfaktor γ_s						1.500
Faktor innere Pfahltragfähigkeit η		0.900				0.800

Berechnungsoptionen (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
aktive Wandreibung		Ja			Ja	Ja
passive Wandreibung		Ja			Ja	Ja

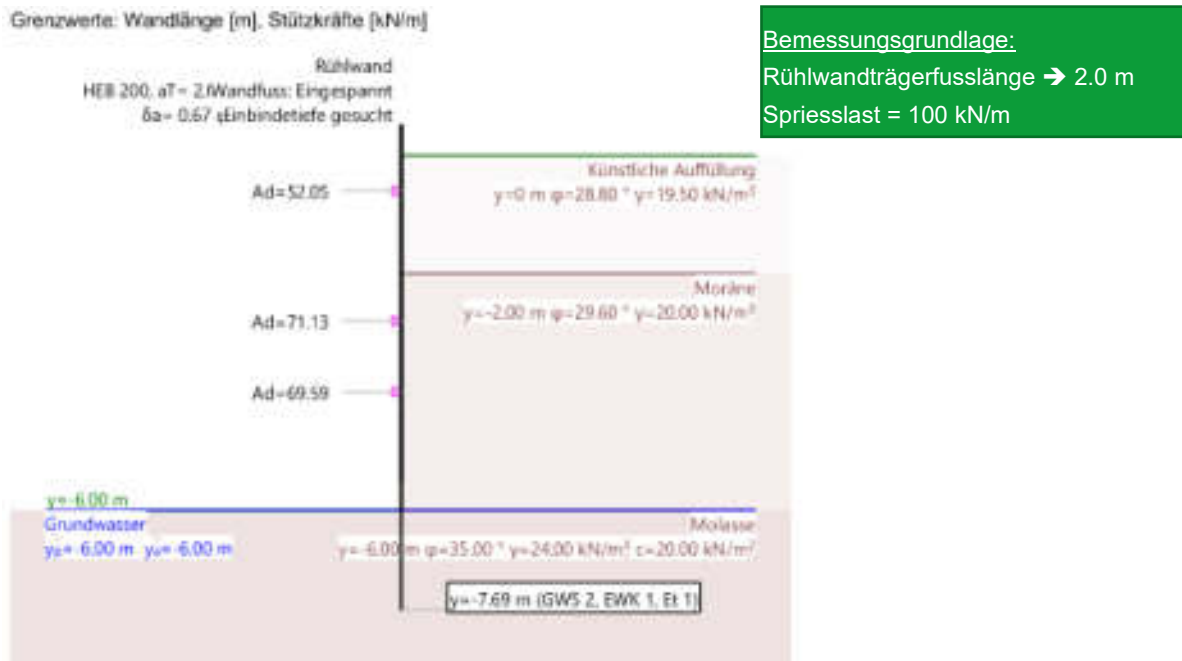


Abbildung 16: Rühlwandträgertiefe und Spriesslasten (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

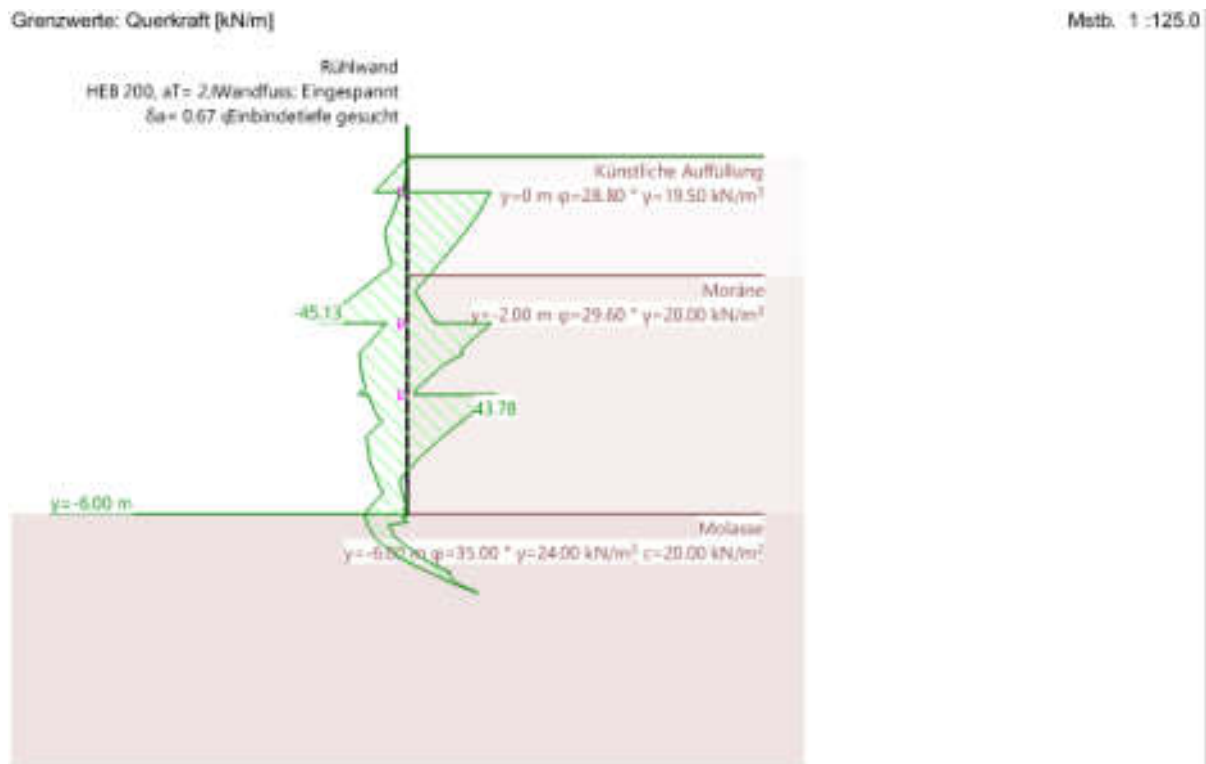


Abbildung 17: Querkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

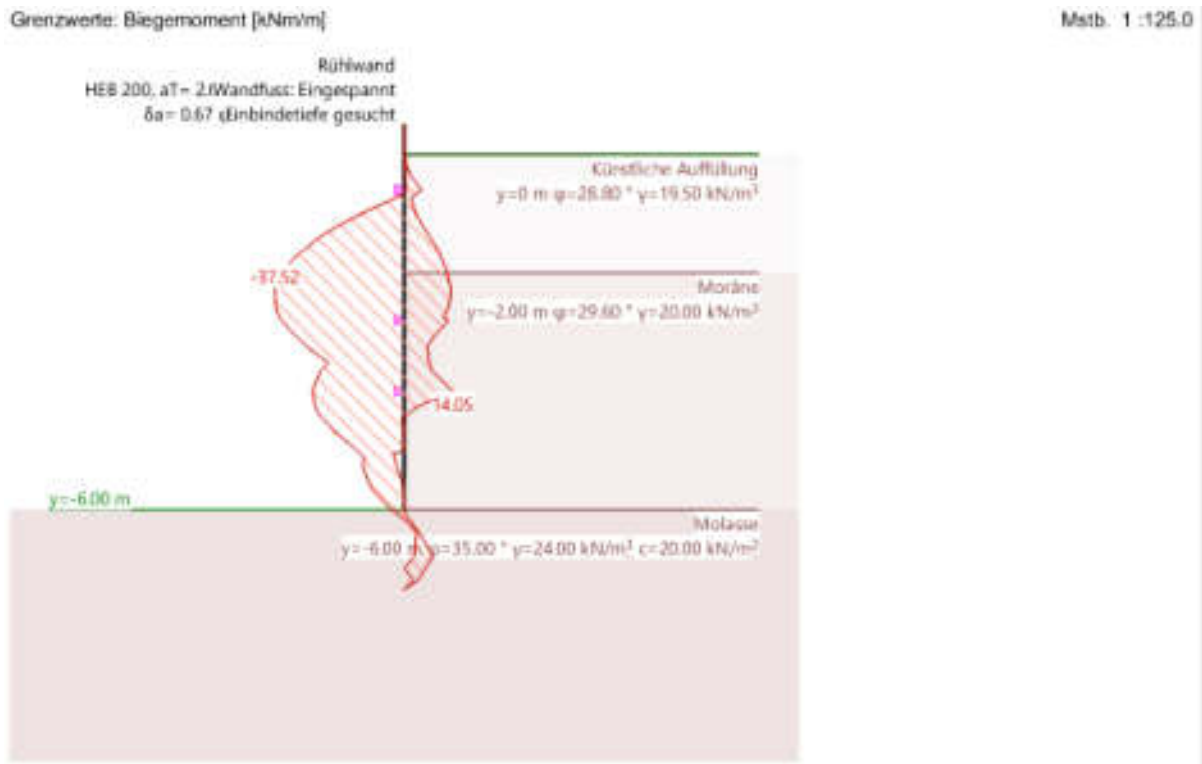


Abbildung 18: Moment (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

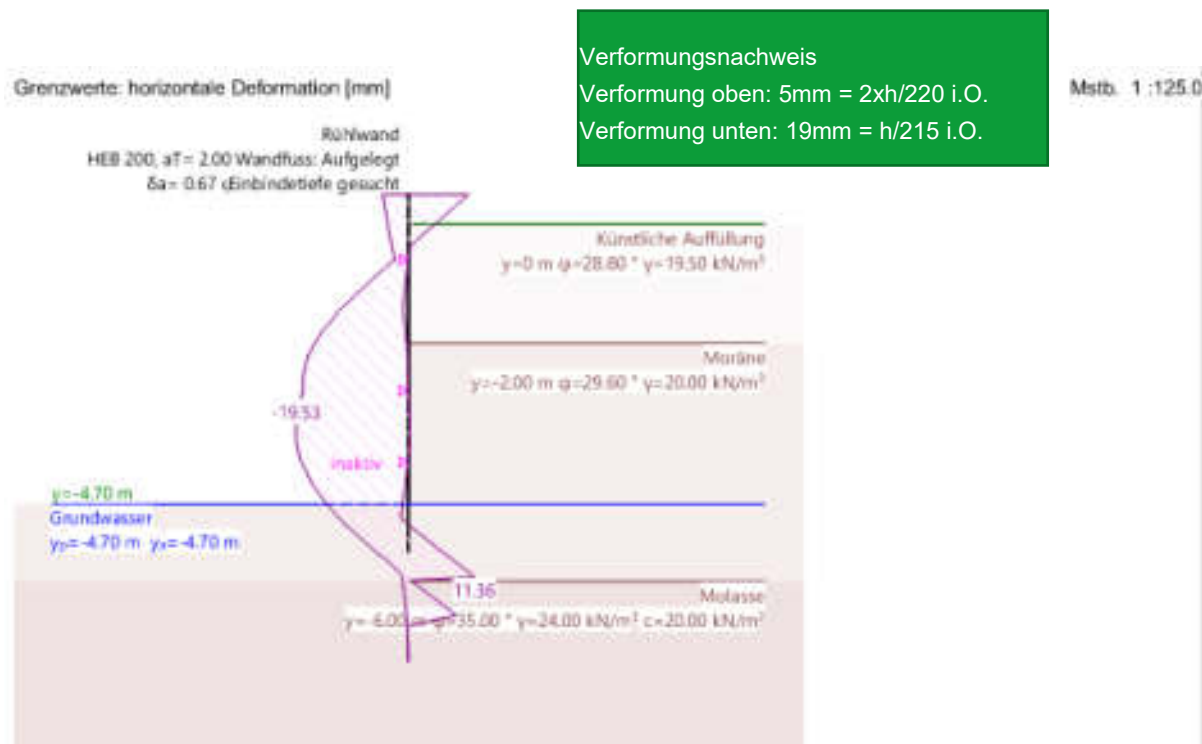


Abbildung 19: Verformungen

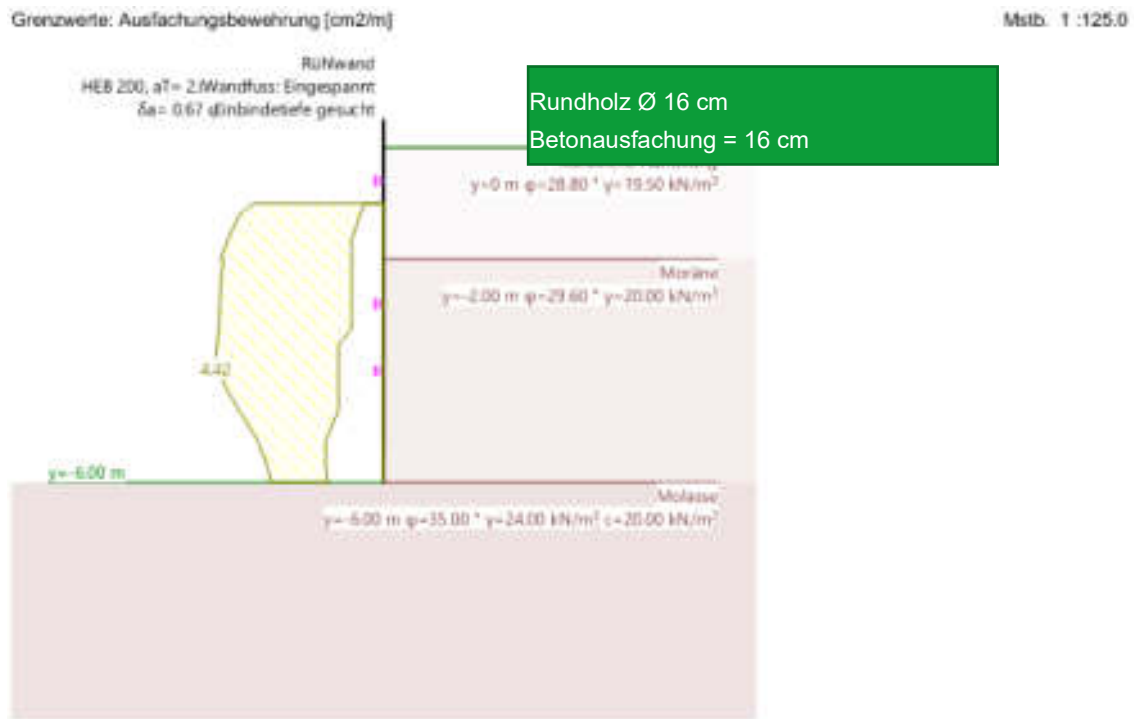


Abbildung 20: Armierung Wand → Ø 10, a = 150 mm

Zusammenfassung

- Die Spriessung ist auf eine Last von $q_d = 100 \text{ kN/m}$ zu bemessen
- Die Rundholzausfachung muss min. Ø 16 cm; C24 gewählt werden bis -1.0 m OK Schwelle.
- Die Ausfachung muss min. mit Ø 10, a = 150 mm armiert werden (Wandstärke = 16 cm).

Abstützungen

y [m]	α [°]	A_{yd} [kN/m]	A_{vd} [kN/m]	A_{hd} [kN/m]	GWS,EWK,Et	Bemerkungen
-0.60	0	52.05	52.05	0	2, 3, 3	
-2.80	0	71.13	71.13	0	2, 1, 4	
-5.00	0	69.59	69.59	0	2, 1, 1	

A_{hd} : horizontale Komponente der Abstützungskraft
 A_{vd} : vertikale Komponente der Abstützungskraft
 GWS,EWK,Et: Grenzwertspezifikation, Einwirkungskombination, Etappe

Bemessung Rühlwandträger

Nachweis		Bemessung		Bemerkungen
aMax [°]	GWS,EWK,Et	Profil	GWS,EWK,Et	
0.44	2, 3, 3	HEB190	2, 3, 3	

Nachweis : Nachweis für gewähltes Profil: HEB 200
 aMax : maximaler Ausnutzungsgrad, aMax <= 1.0 -> i.O.
 GWS,EWK,Et: Grenzwertspezifikation, Einwirkungskombination, Etappe

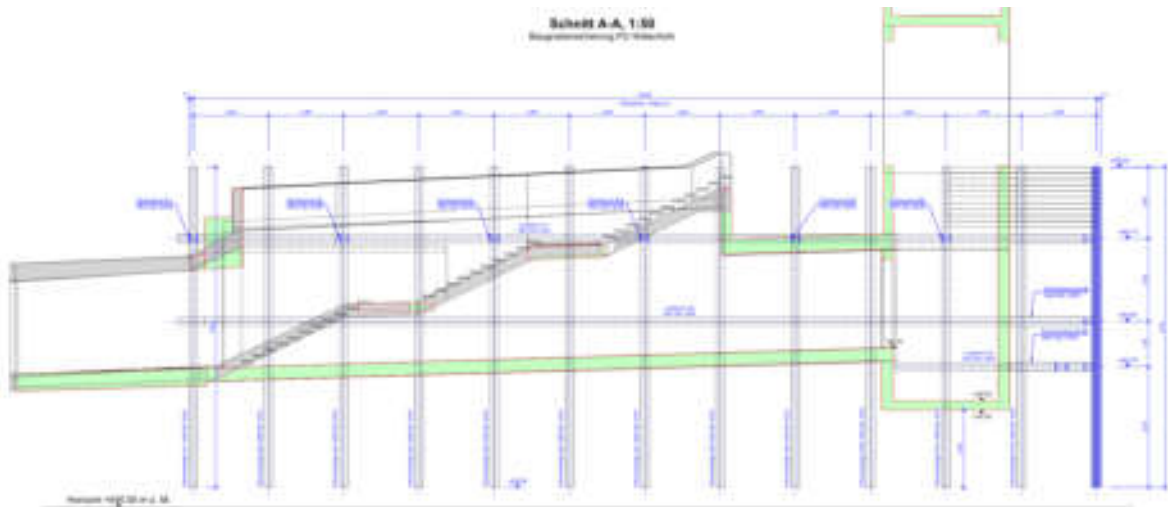
5.3.1 Bemessung Ausfachungsetappenhöhen

Die Etappenhöhe für die Unterfangung H_{gr} beträgt in der Moräne (etwa ab -2.0 m OKT ist Moräne):

$$H_{gr} = \frac{4 \times c}{\gamma} \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{4 \times 3 \text{ kN/m}^2}{20 \text{ kN/m}^3} \times \tan\left(45 + \frac{29}{2}\right) = 1.03 \text{ m}$$

Somit wird die 1. Etappe mit einer Höhe von 1.50 m ausgehoben und die weitem mit 1.0 m.

5.3.2 Longarine und Spriesse



Longarinen

Vereinfachte Bemessung als einfache Balken um Flexibilität bei der Ausführung zu erhalten.

Biegung HEB 220 S355 (Widerstände gemäss C5)

$$M_d = \frac{q_d \times l}{8} = \frac{100 \text{ kN/m} \times 4.0^2}{8} = 200 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 279 \text{ kNm} \rightarrow i. O.$$

⇒ Kippen ist über Verschweissung mit Rühlwandträger gehalten.

Querkraft HEB 220 S355 (Widerstände gemäss C5)

$$V_d = \frac{q_d \times l}{2} = \frac{100 \text{ kN/m} \times 4 \text{ m}}{2} = 200 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 545 \text{ kN} (V_d < 50 \% V_{Rd}!) \rightarrow i. O.$$

Verformung HEB 220

$$w = \frac{5}{384} q_d \times l^4 \times \frac{1}{E \times I} = \frac{1}{384} \times \frac{100}{1.4} \times 4.0^4 \times \frac{1}{210 \times 10^6 \times \frac{80.9 \times 10^6}{1 \times 10^{12}}} = 3 \text{ mm} \leq \frac{4000}{13} = 18 \text{ mm} \rightarrow i. O.$$

Spriesse

Normalkraftnachweis HEA 220 S235 (Widerstände gemäss C5), $l_{kz} = 5.0 \text{ m}$; Annahme Longarine

Annahme Longarine durchlaufend und somit 5/8 der Kraft auf beiden Seiten!

$$N_d = \frac{10 \times q_d \times l}{8} = \frac{10 \times 100 \times 4.0}{8} = 500 \text{ kN} \leq N_{kz,Rd} = 806 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

⇒ Konstruktiv Rippen $t = 10 \text{ mm}$ mit $a = 4 \text{ mm}$ für Krafteinleitung

Eckspriesse

Normalkraftnachweis HEA 220 S235 (Widerstände gemäss C5), $l_{kz} = 5.0 \text{ m}$;

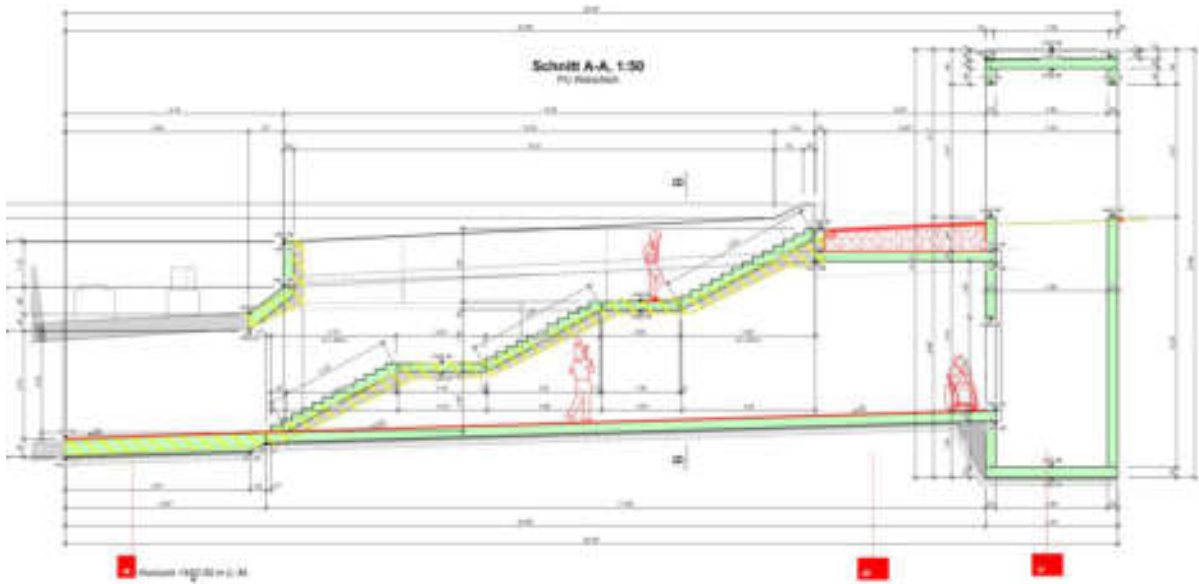
Annahme Longarine durchlaufend und somit 5/8 der Kraft auf beiden Seiten!

$$N_d = \frac{10 \times q_d \times l \times \sqrt{2}}{8} = \frac{10 \times 100 \times 4.0 \times \sqrt{2}}{8} = 707 \text{ kN} \leq N_{kz,Rd} = 806 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

⇒ Konstruktiv Rippen $t = 10 \text{ mm}$ mit $a = 4 \text{ mm}$ für Krafteinleitung

6 Bemessung Betonkonstruktion (Normale Einwirkungen)

6.1 Einwirkungen



6.1.1 ständige Einwirkungen

Schnitt a

- Eigengewicht Schotter (1.0 m) $g_k = 18 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Gussasphalt 35 mm $g_k = 1 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht PBD 5 mm $g_k = 0.02 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Beton $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$

Schnitt b

- Belag 10 cm $g_k = 2.4 \text{ kN/m}^2$
- Kiessand 70 cm $g_k = 16 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Gussasphalt 35 mm $g_k = 1 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht PBD 5 mm $g_k = 0.02 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Beton $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$

Schnitt c

- Kiesschutzschicht 10 cm $g_k = 2.4 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Gussasphalt 35 mm $g_k = 1 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht 2 x PBD 5 mm $g_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$
- Eigengewicht Beton $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$

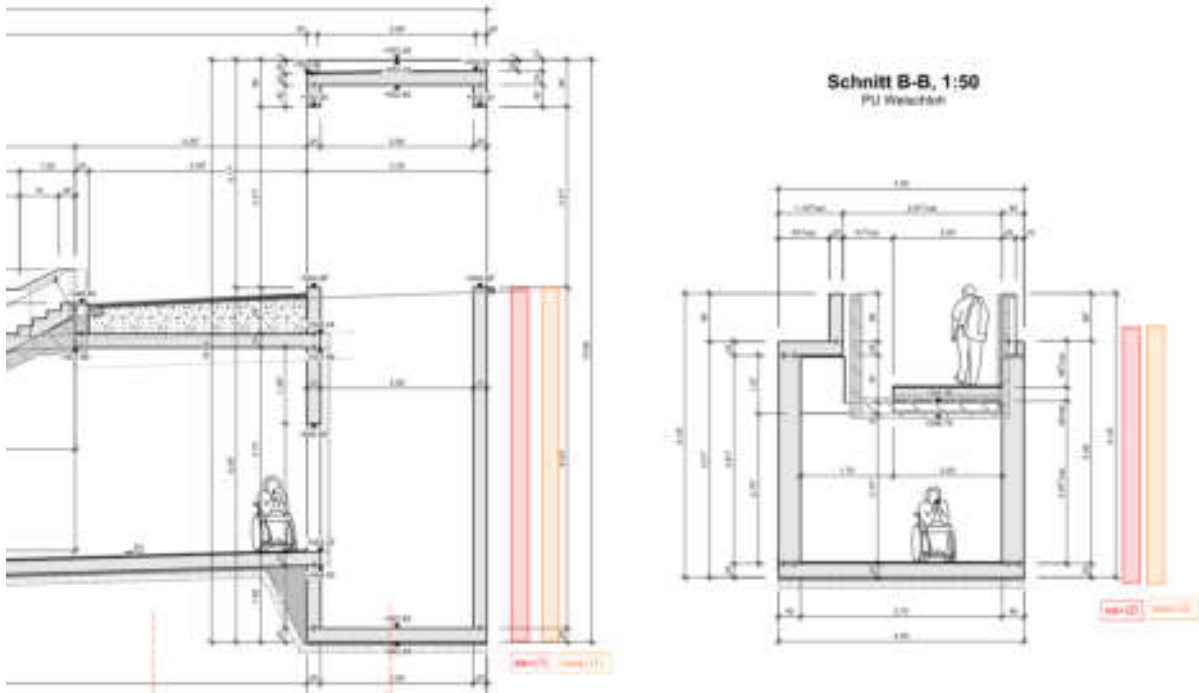
Treppe

- Natursteinbelag (6 cm) $g_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- Mörtel (3 cm) $g_k = 0.75 \text{ kN/m}^2$
- Geländer $g_k = 1.0 \text{ kN/m}$
- Eigengewicht Beton $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$

Podest

- Natursteinbelag (6 cm) $g_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- Mörtel (3 cm) $g_k = 0.75 \text{ kN/m}^2$
- Geländer $g_k = 1.0 \text{ kN/m}$
- Eigengewicht Beton $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$

6.1.2 Einwirkungen aus dem Baugrund



Schnitt 1 (Lift); Berechnung Erddrücke (erhöht; 50 % Erdruhedruckanteil, umgelagert)

Baugrund: $\phi = 28.8^\circ$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $k_{ah} = 0.2939$; $k_{oh} = 0.5182$; $k_{ah+} = 0.41$

$e_{ah+} = h \times \gamma \times k_{ah} \times \frac{1}{2} = (6.3 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \times 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.41 \times \frac{1}{2} = 23.2 \text{ kN/m}^2$ (kein Verdichtungsdruck da nahezu Verdichtungsdruck von 25 kN/m^2)

Erddruck aus LM5 (verteilt über 2 m):

$$e_{a(q)h+} = q \times k_{ah+} = 25 \text{ kN/m}^2 \times 0.41 = 10.3 \text{ kN/m}^2$$

Schnitt 2 normal) Berechnung Erddrücke (erhöht; 50 % Erdruhedruckanteil, umgelagert)

Baugrund: $\phi = 28.8^\circ$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $k_{ah} = 0.2939$; $k_{oh} = 0.5182$; $k_{ah+} = 0.41$

$$e_{ah+} = h \times \gamma \times k_{ah} \times \frac{1}{2} = (5.0 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \times 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.41 \times \frac{1}{2} = 18 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck aus LM5 (verteilt über 2 m):

$$e_{a(q)h+} = q \times k_{ah+} = 25 \text{ kN/m}^2 \times 0.41 = 10.3 \text{ kN/m}^2$$

Verdichtungsdruck von 0 bis -2.0 m OKT = 25 kN/m^2



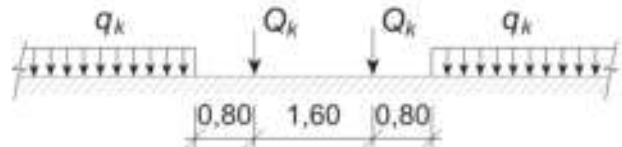
6.1.3 Wasserdruck

Siehe Abschnitt 3.3.3

6.1.4 Lastmodell 5 SIA 261

Für die vorliegende Berechnung ist die Basis das Lastmodell 5 gemäss SIA 261

Lastmodelle 4 und 5



Da die Schellenköpfe zum Teil leicht auf der Aussenwand des Zugangs zu liegen kommen, wird vereinfacht die komplette Liniennlast $q_k = 50 \text{ kN/m}$ an die Wand abgegeben.

Vertikallasten

Lastmodell	q_k	Q_k
5	50 kN/m	160 kN

Anfahr- und Bremskräfte

- Anfahr- und Bremskräfte werden nicht berücksichtigt.

Schlingerkraft

- Wird nicht berücksichtigt

Zentrifugalkräfte

- Wird nicht berücksichtigt

Überhöhung

- Wird nicht berücksichtigt

Exzentrizität

- Wird nicht berücksichtigt

6.1.5 Temperatur

- Wird nicht berücksichtigt

6.1.6 Schnee (keine Zusatzhöhe gemäss Karte)

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \times 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \left[1 + \left(\frac{560}{350} \right)^2 \right] \times 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

6.1.7 Wind

- Referenzstaudruck
- Profilbeiwert (Ortschaften, Kat. III, $h = 5.0 \text{ m}$)
- Ohne Schnee (Tab.32)

$$g_{p0} = 0.9 \text{ kN/m}^2$$

$$c_h = 0.85$$

$$c_{f1} = 1.05$$



6.1.8 Erdbeben

Ist nicht massgebend.

6.1.9 Ermüdung

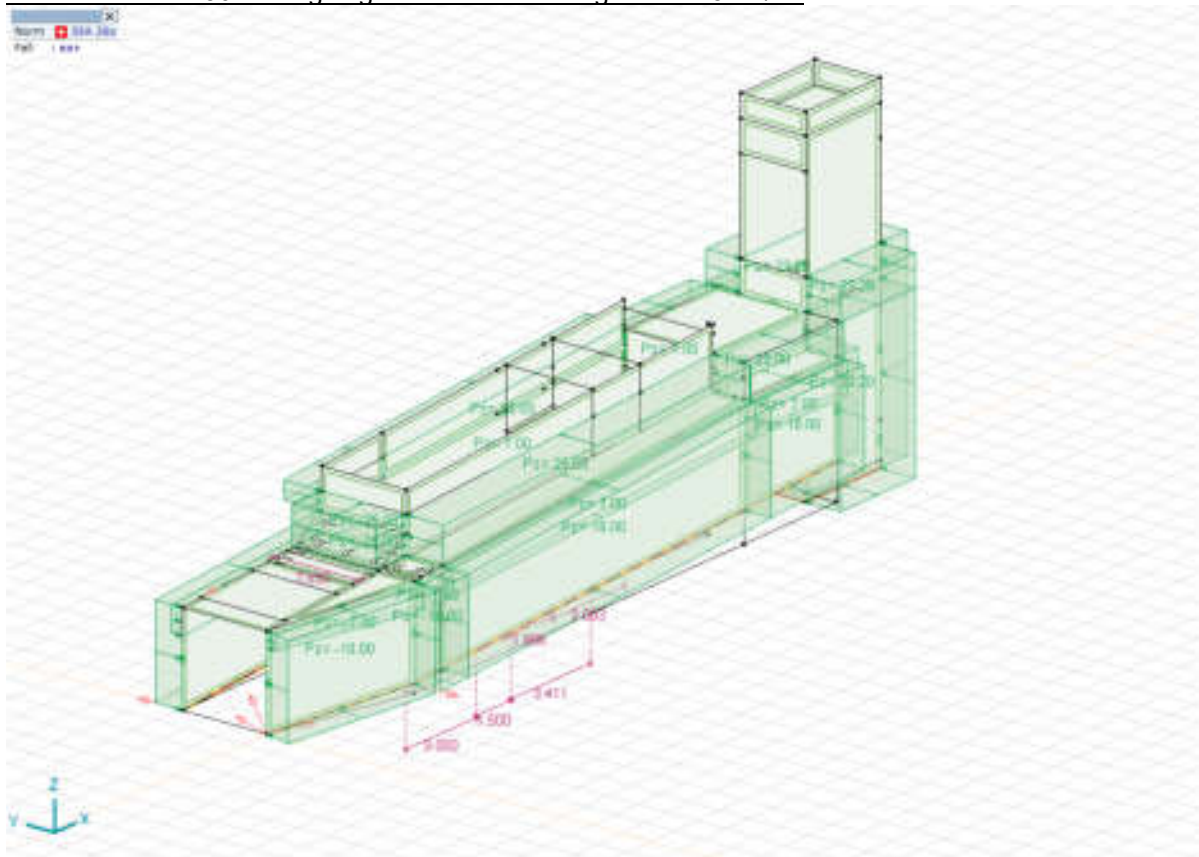
Die Schmalspurbahn fährt nur über die Aussenwand und übt somit eine Normalkraft aus. Diese ist nicht massgebend und wird nicht nachgewiesen.

6.1.10 Fahrleitung, Signale usw.

- Fahrleitung: $G_k = 20 \text{ kN}$; $M_k = 160 \text{ kNm}$, siehe Abschnitt 4.2
- Signale. $G_k = 10 \text{ kN}$; $M_k = 10 \text{ kNm}$

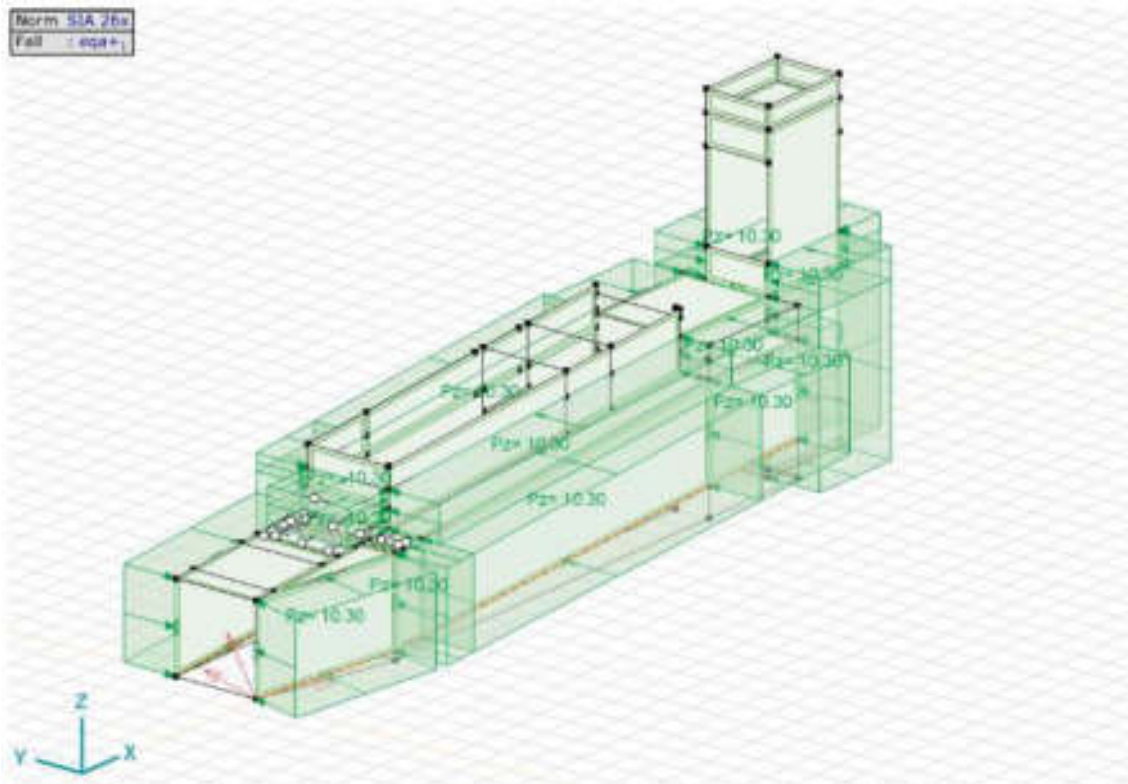
Einwirkungen aus dem Baugrund

Erddruck erhöht 50 % umgelagert inkl. Verdichtungsdruck 25 kN/m²

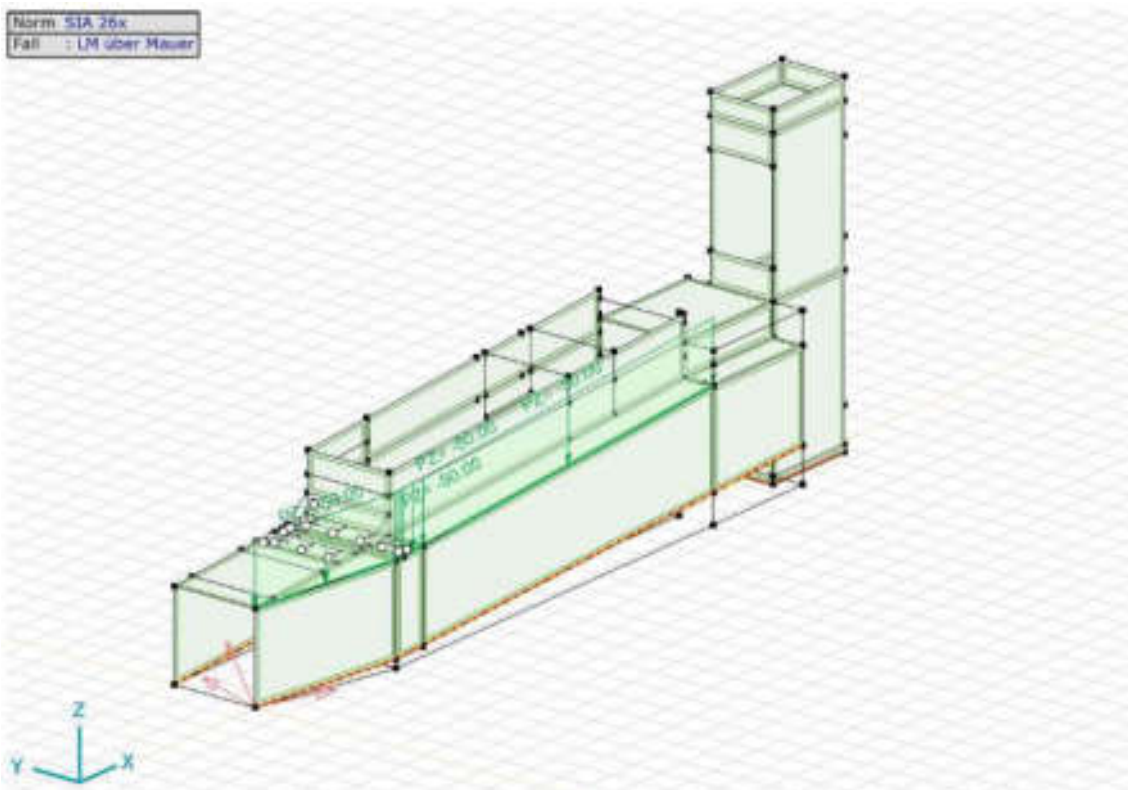


Schmalspurbahn LM 5

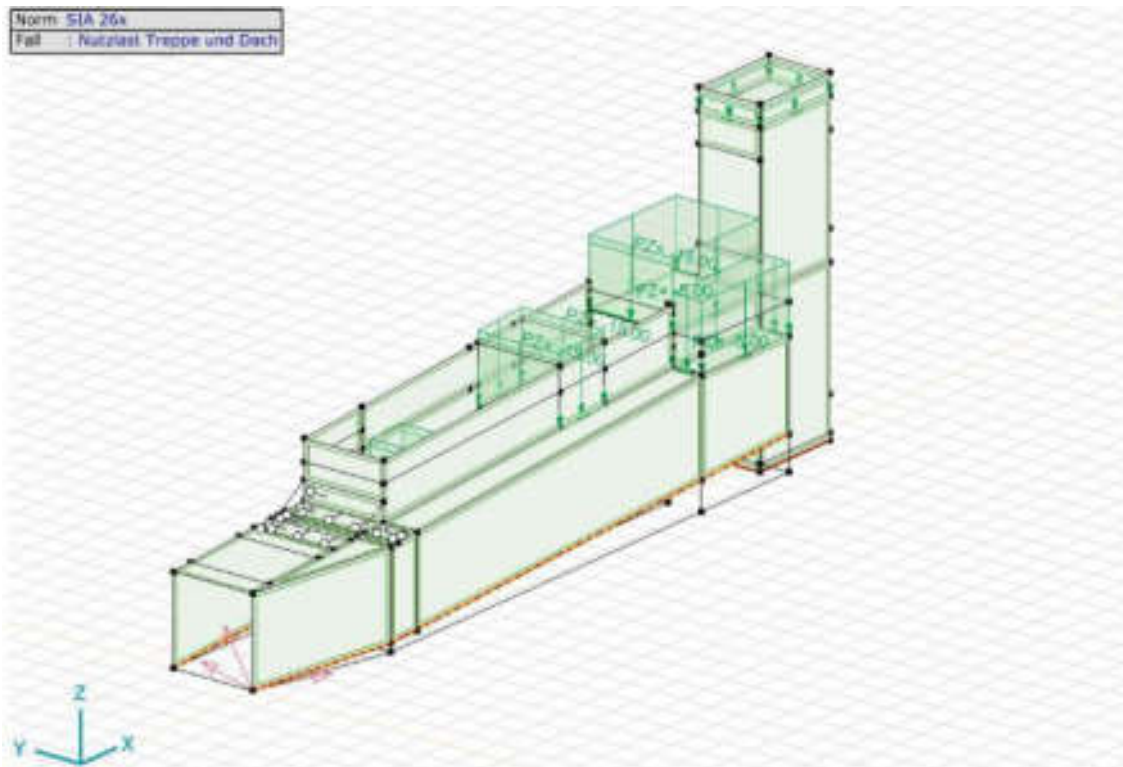
Erddruck aus LM 5 (mit kah +50%)



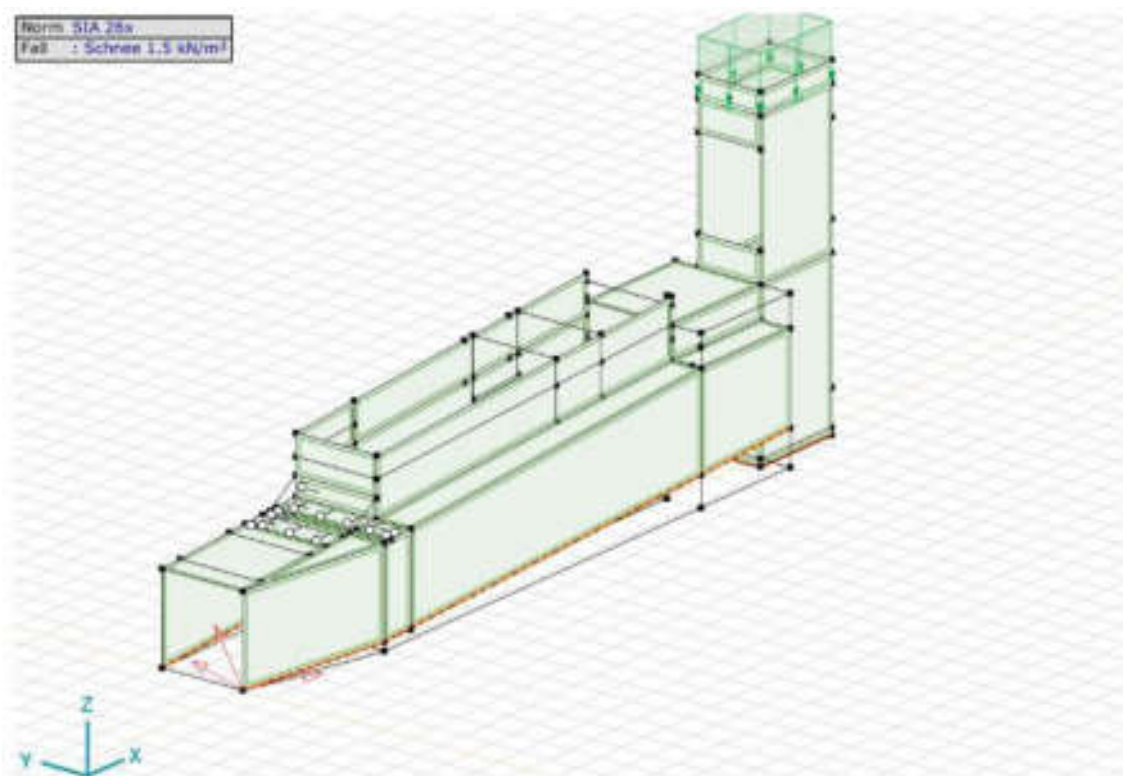
LM5 direkt auf Wand (Reservelastfall bzw. für spätere Gleisverschiebung)



Nutzlast allgemein

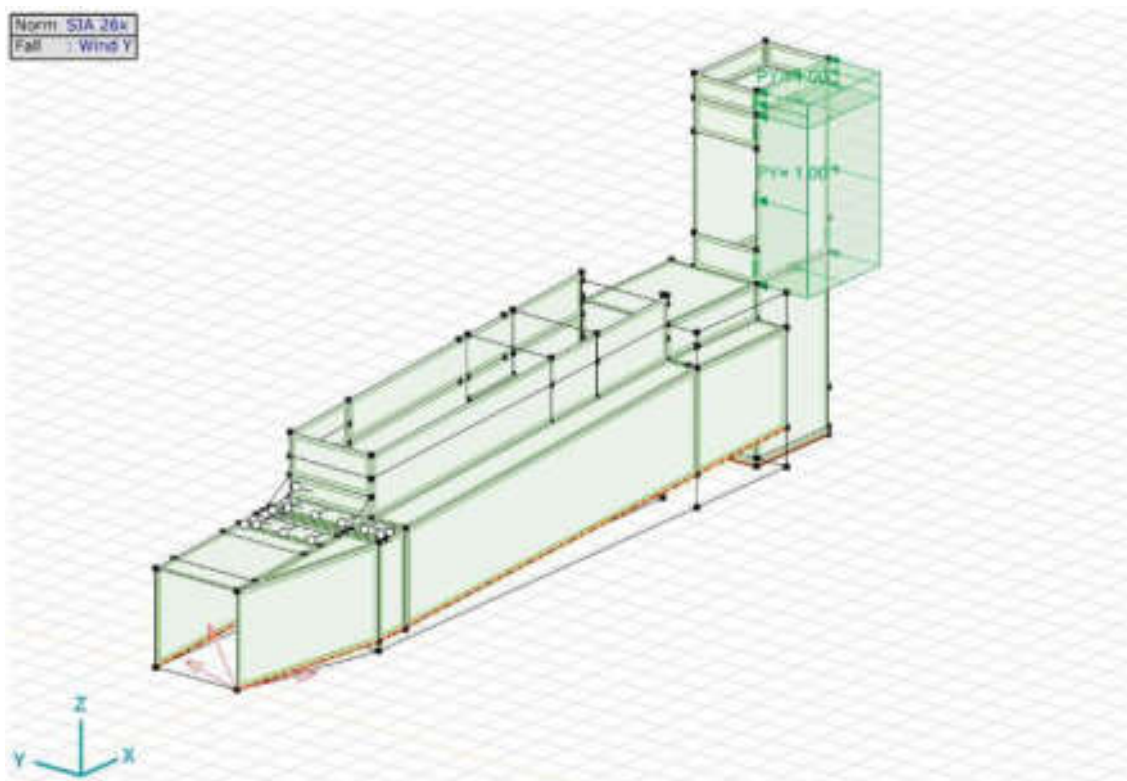


Schnee

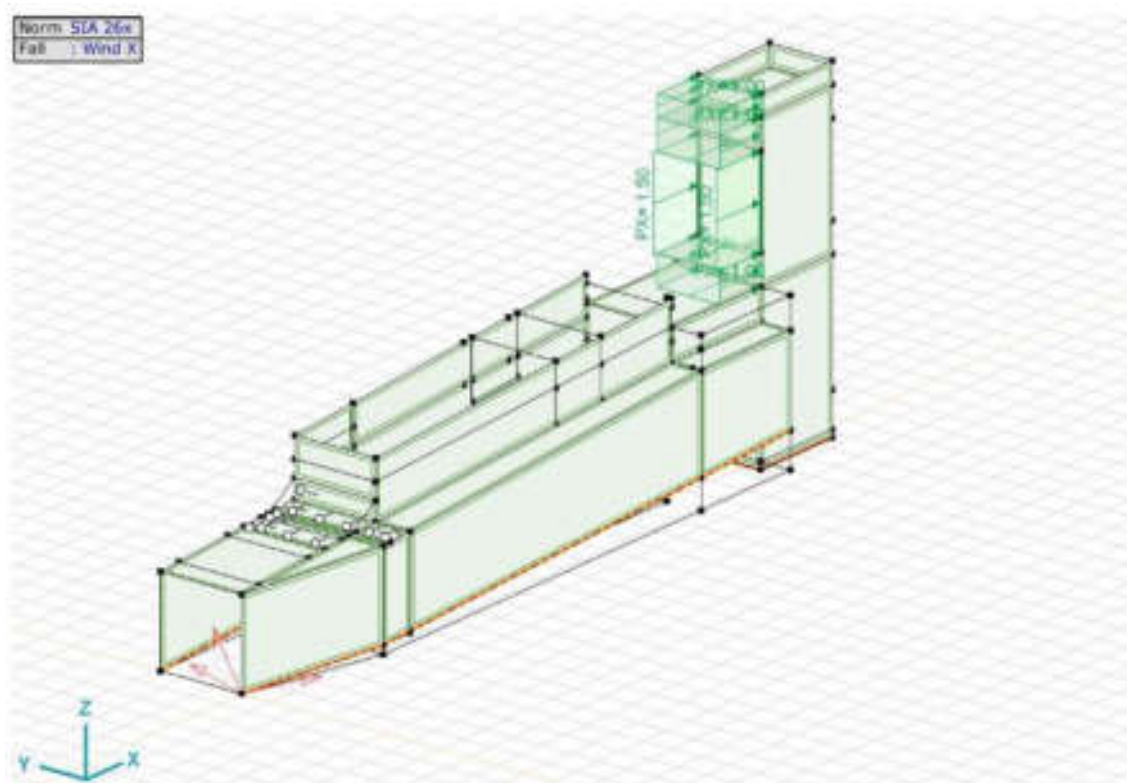


Wind

Wind-Y



Wind-X





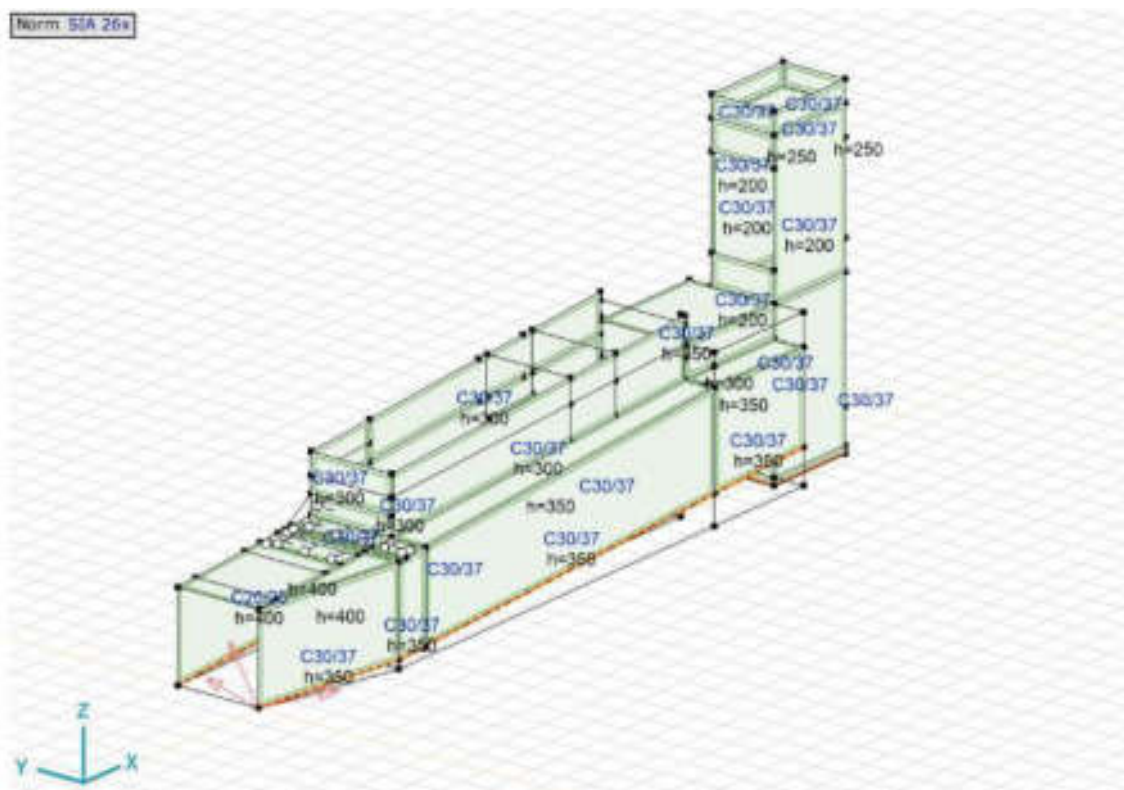
6.1.12 Lastfallkombinationen

Automatische Kombination

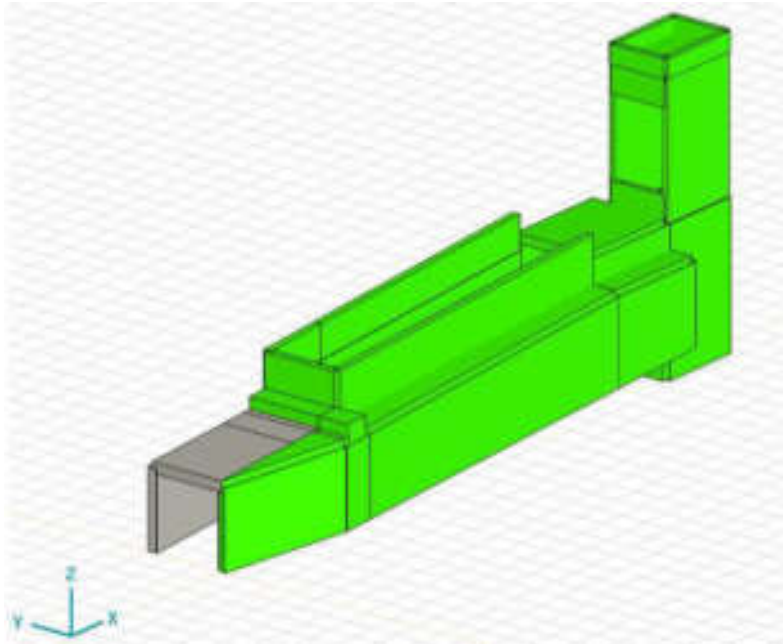
Gruppe	Typ	$F_{G,stab}$	$F_{G,ext}$	L	γ	ψ_2	ψ_1	ψ_{1c}	Additive
1	ständig	Ständig	0,35	0,800					✓
2	LMS	Veränderlich			1,400	1,000	1,000	0	✓
3	Nutzlast Gebäude	Veränderlich			1,500	0,700	0,700	0,600	✓
4	Fahrleitungskräfte	Veränderlich			1,500	1,000	1,000	0	✓
5	Schnee	Veränderlich			1,500	0,600	0,554	0	✓
6	Wind	Veränderlich			1,800	0,800	0,500	0	✓

6.2 Modell

6.2.1 Übersicht Stärken und Material



6.2.2 Neubau / Bestand

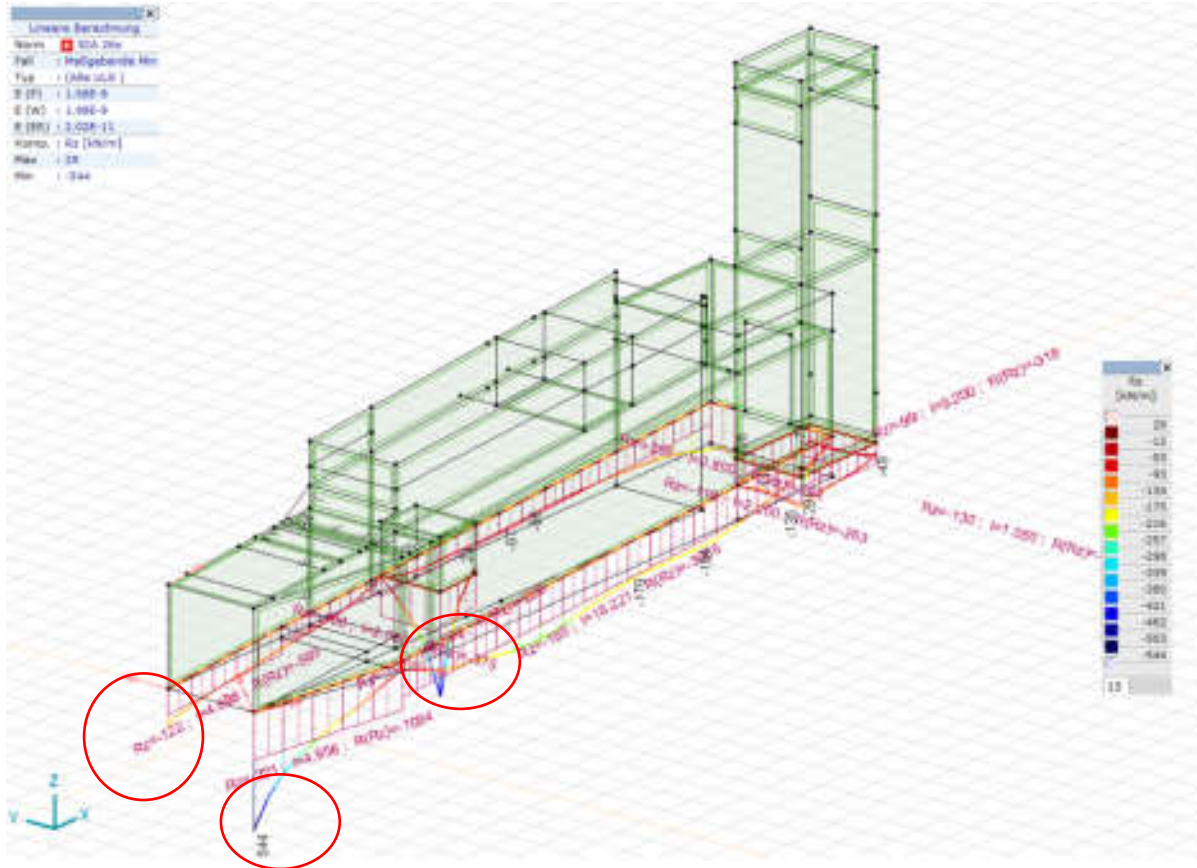


Grau = Bestand wird weiterverwendet

Grün = Neu

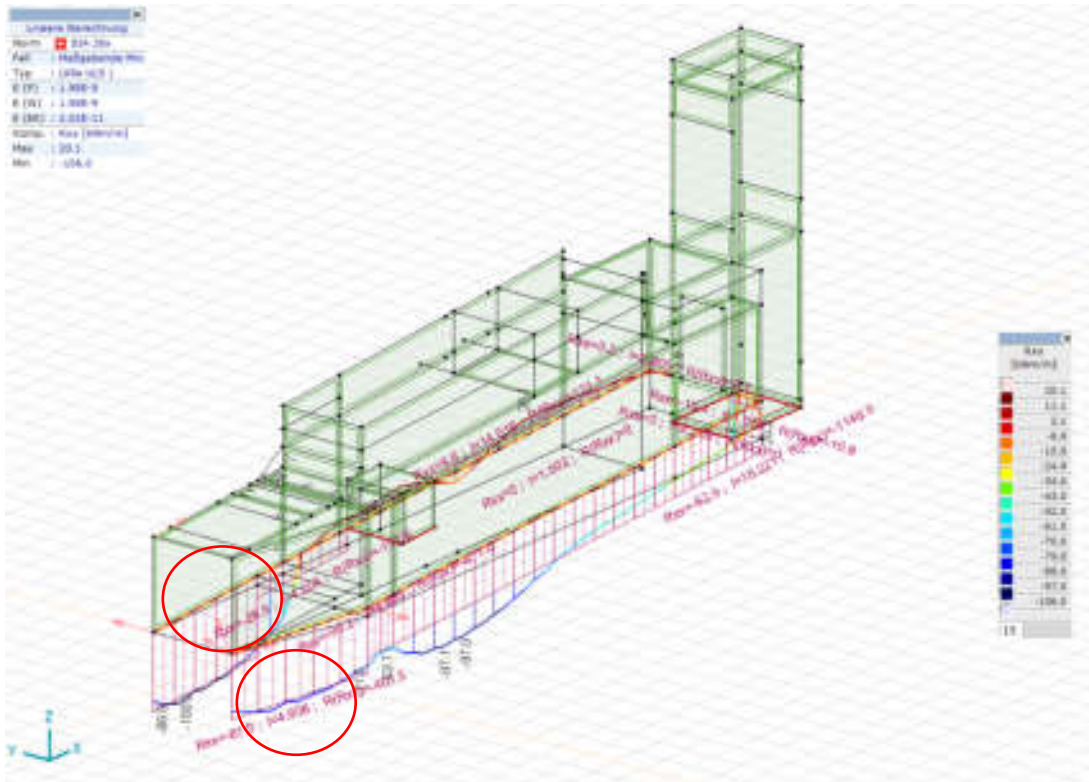
6.3 Fundation

6.3.1 Schnittkräfte



Bemessungslasten vertikal:

- Bestand: 150 kN/m (Axis 122 kN/m)
- Neubau: 250 kN/m (Axis 221 kN/m)
- Neubau: 550 kN/m (Innenwand bei unterem Podest 450 kN/m)



Bemessungsmomente Einspannung:

- Bestand: 100 kNm/m (Axis 99 kNm/m)
- Neubau: 100 kNm/m (Axis 81 kNm/m)

6.3.2 Überprüfung Fundation Bestand

Bemessungsgrundlagen

- Bodenpressung $\sigma_{BRd} = 350 \text{ kN/m}^2$
- $d = 350 \text{ mm}$
- AE $\varnothing 14$ a = 150 mm

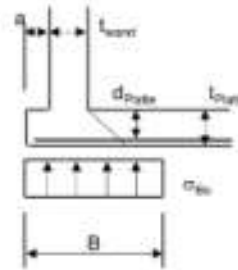


Nachweis Biegung und Querkraft

NACHWEIS AUSSENWAND: Bestand

Eingabedaten:

<i>Eingabedaten:</i>		$l_{\text{Platz}} = 0.35 \text{ m}$
$F_{\text{ex}} = 150 \text{ kN/m}$		$d_{\text{Platz}} = 0.30 \text{ m}$
$\sigma_{\text{Bst}} = 350 \text{ kN/m}^2$		$l_{\text{Verst}} = 0.35 \text{ m}$
		$a = 0.00 \text{ m}$
		$B = 0.43 \text{ m}$
Beton B35/25		
$f_{\text{ctk}} = 14.4 \text{ N/mm}^2$		
$f_{\text{ctd}} = 0.9 \text{ N/mm}^2$		



Biegung:

$m_{\text{ed}} = 11 \text{ kNm/m}$
 $A_{\text{ser}} = 101 \text{ mm}^2/\text{m}$

Einspannung: **100 kNm/m** zusätzliche Einwirkung

Bewehrung:

	A_s	d	e	m_{ed}	
Optimum	$A_s = 1026 \text{ mm}^2$	$d = 14$	$e = 150$	127 kNm/m	i.O.
Alternative 1	$A_s = 0 \text{ mm}^2$		$e = 150$	0 kNm/m	nef
Alternative 2	$A_s = 0 \text{ mm}^2$		$e = 150$	0 kNm/m	nef

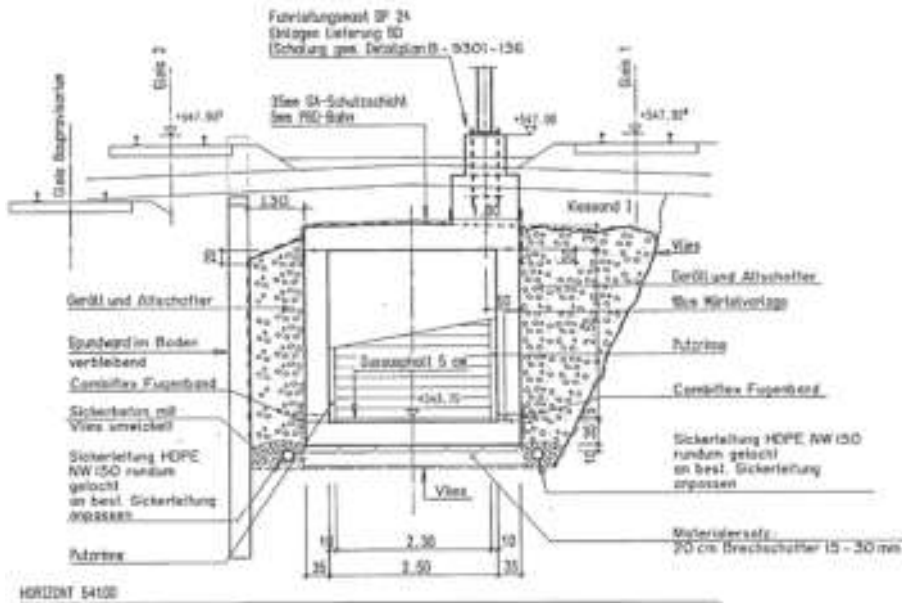
Schub:

$V_{\text{ed}} = 25 \text{ kN/m}$ pro Seite
 $i_v = 0.00011$ $k_{\text{v}} = 0.97$
 $V_{\text{Rd}} = 270 \text{ kN/m}$ **i.O.**

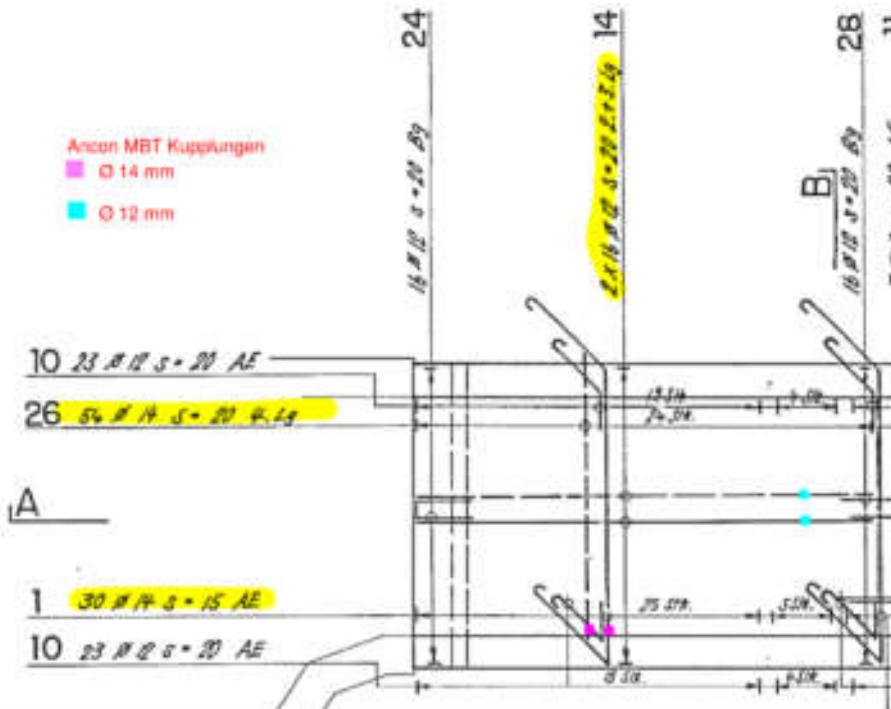
Alternative 1	k_{v}	#DIV/0!	V_{Rd1}	#DIV/0!	#DIV/0!
Alternative 2	k_{v}	#DIV/0!	V_{Rd2}	#DIV/0!	#DIV/0!



SCHNITT B-B 1 : 50



HORIZONT 54102





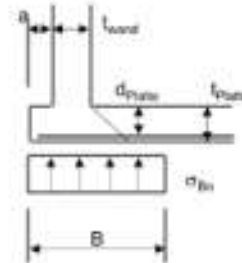
6.3.3 Bemessung Foundation Neubau

Aussenwand

NACHWEIS AUSSENWAND: Neubau

Eingabedaten:

Eingabedaten:		$t_{\text{Wand}} = 0.35 \text{ m}$
$F_d = 250 \text{ kN/m}$		$d_{\text{Pflanz}} = 0.30 \text{ m}$
$\sigma_{\text{Bd}} = 350 \text{ kN/m}^2$		$t_{\text{Pflanz}} = 0.35 \text{ m}$
		$a = 0.00 \text{ m}$
		$B = 0.71 \text{ m}$
Beton C 30/37		
$f_{\text{ctk}} = 20.0 \text{ N/mm}^2$		
$f_{\text{td}} = 1.1 \text{ N/mm}^2$		



Biegung:

$m_d = 51 \text{ kNm/m}$
 $A_{\text{Bew.}} = 459 \text{ mm}^2/\text{m}$

Einspannung: 100 kNm/m zusätzliche Einwirkung

Bewehrung:

Optimum	$A_s = 1340 \text{ mm}^2$	$d = 16$	$e = 150$	$m_{\text{red}} = 166 \text{ kNm/m}$	I.O.
Alternative 1	$A_s = 0 \text{ mm}^2$		$e = 150$	0 kNm/m	nef
Alternative 2	$A_s = 0 \text{ mm}^2$		$e = 150$	0 kNm/m	nef

Schub:

$V_d = 75 \text{ kN/m}$ pro Seite
 $r_s = 0.00041$ $k_s = 0.89$
 $V_{\text{Red}} = 294 \text{ kN/m}$ I.O.

Alternative 1	k_x #DIV/0!	V_{Red} #DIV/0!	#DIV/0!
Alternative 2	k_x #DIV/0!	V_{Red} #DIV/0!	#DIV/0!



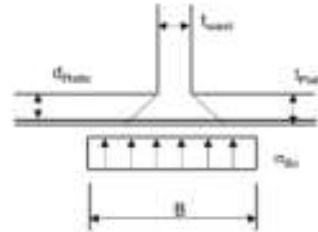
Innenwand unter Podest

www.rikon.de/BAU/BAU

NACHWEIS INNENWAND: Podestwand

Eingabedaten:

Eingabedaten:		$t_{\text{Stütz}} = 0.35 \text{ m}$
$F_{\text{St}} = 600 \text{ kN/m}$	$d_{\text{Stütz}} = 0.28 \text{ m}$	$t_{\text{Wand}} = 0.25 \text{ m}$
$\sigma_{\text{St}} = 350 \text{ kN/m}^2$		$B = 1.71 \text{ m}$
Beton C 30/37		
$f_{\text{cm,d}} = 20.0 \text{ N/mm}^2$		
$f_{\text{ct,d}} = 1.1 \text{ N/mm}^2$		



Biegung:

$m_{\text{St}} = 129 \text{ kNm/m}$

$A_{\text{St,erf}} = 1242 \text{ mm}^2/\text{m}$

Bewehrung:

Optimum	$A_s = 1340 \text{ mm}^2$	$d = 16$	$\rho = 150$	$m_{\text{St}} = 155 \text{ kNm/m}$	I.O.
Alternative 1	$A_s = 1696 \text{ mm}^2$	$d = 18$	$\rho = 150$	193 kNm/m	I.O.
Alternative 2	$A_s = 2094 \text{ mm}^2$	$d = 20$	$\rho = 150$	234 kNm/m	I.O.

Schub:

$V_d = 207 \text{ kN/m}$	pro Seite	
$\nu_v = 0.00176$	$k_{\text{vj}} = 0.67$	
$V_{\text{Rd1}} = 206 \text{ kN/m}$	nef	

Alternative 1	$k_{\text{vj}} = 0.72$	$V_{\text{Rd1}} = 221 \text{ kN/m}$	I.O.
Alternative 2	$k_{\text{vj}} = 0.75$	$V_{\text{Rd1}} = 232 \text{ kN/m}$	I.O.

6.3.4 Anschluss Bestand Neubau

Die bestehende Armierung wird frei gelegt und mit Kupplungen angeschlossen.

6.4 Wände und Decke Zugang West (Anbau)

6.4.1 Biegung und Querkraft

Biegebeanspruchung

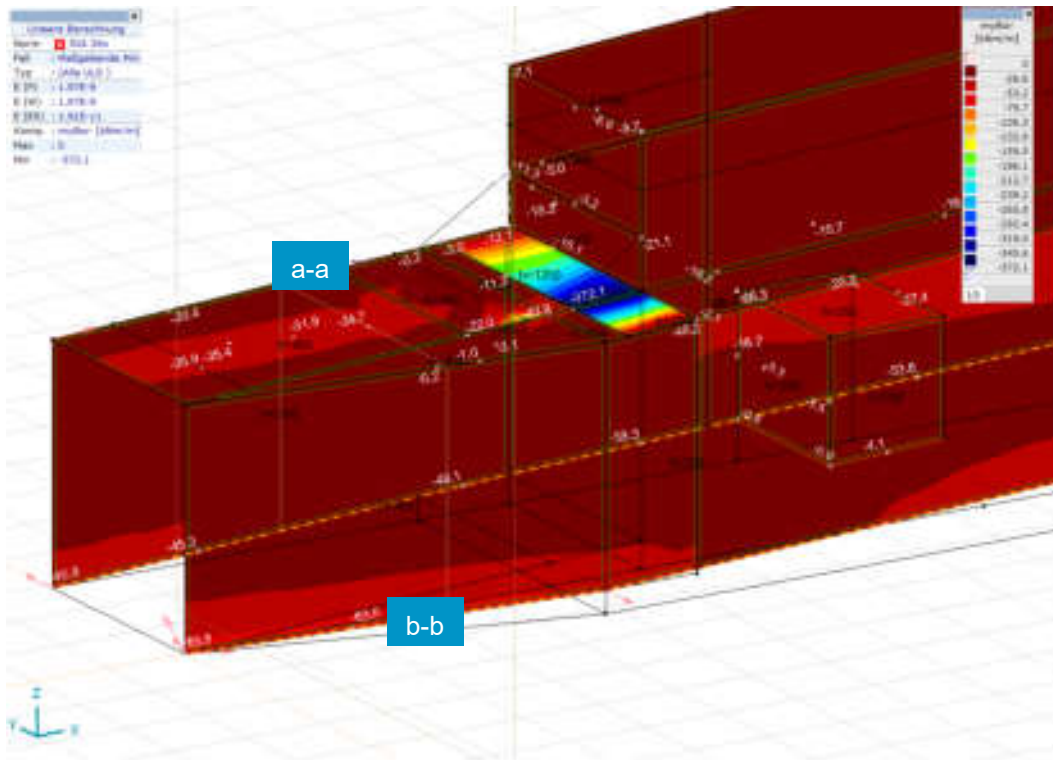


Abbildung 21: Decke: Haupttragrichtung unten (50kNm/m) / Wände Einspannung innen bzw. aussen (70kNm/m)
Bereich mit hoher Beanspruchung wird separat mit dem Anprall betrachtet.

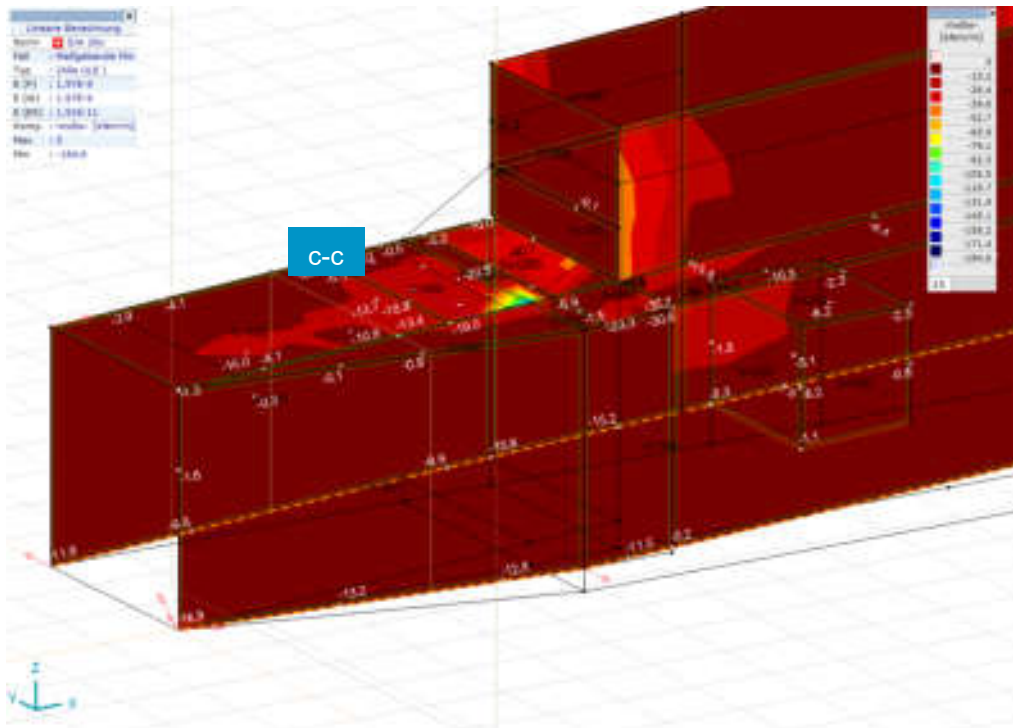


Abbildung 22: Decke: Biegemomente quer zur Tragrichtung unten (30kNm/m)

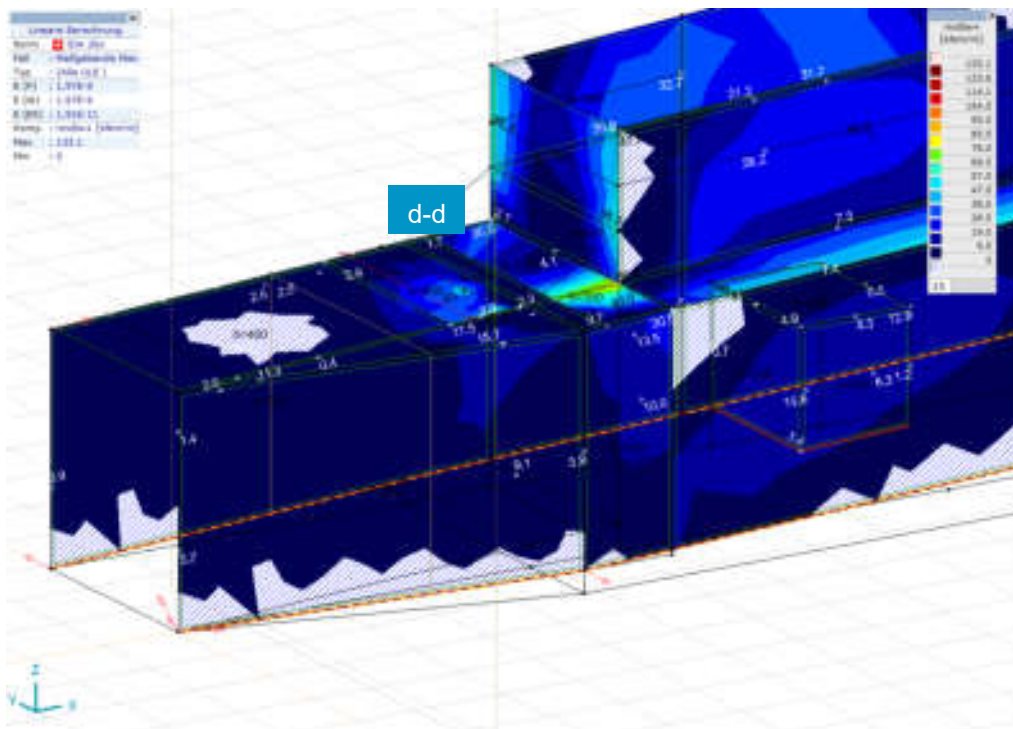


Abbildung 23: Decke: Biegemomente quer zur Tragrichtung oben (45kNm/m)

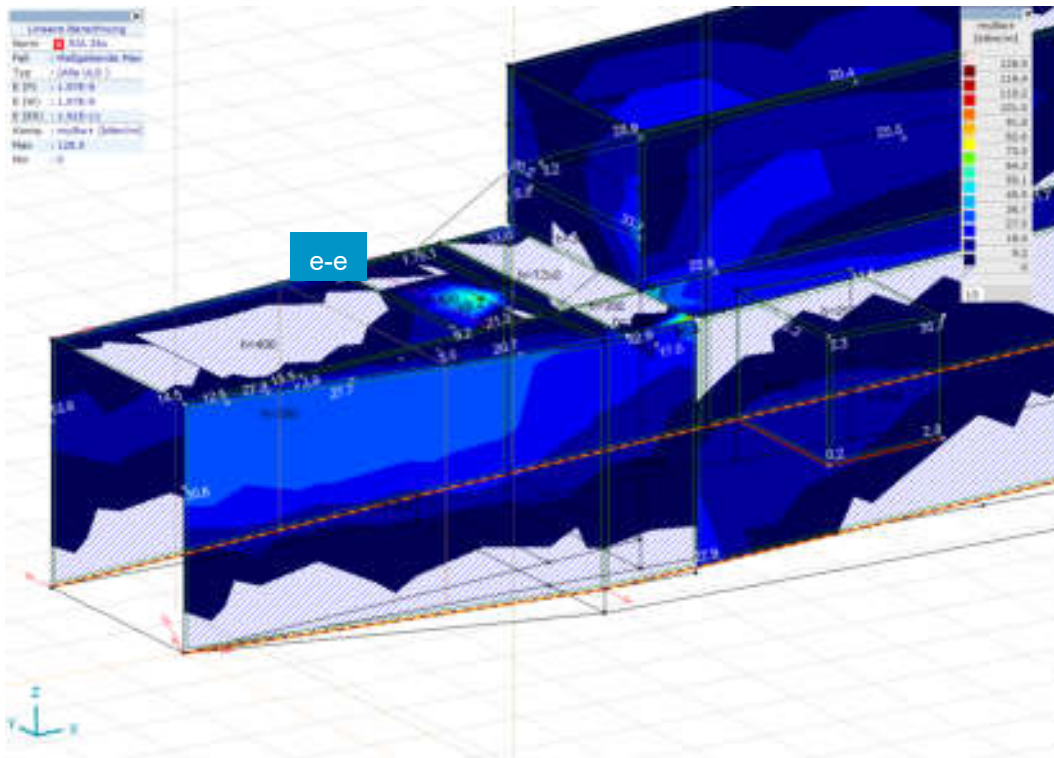


Abbildung 24: Decke: Haupttragrichtung oben / Wände Einspannung Decke Wände (100kNm/m)

Querkraftbeanspruchung

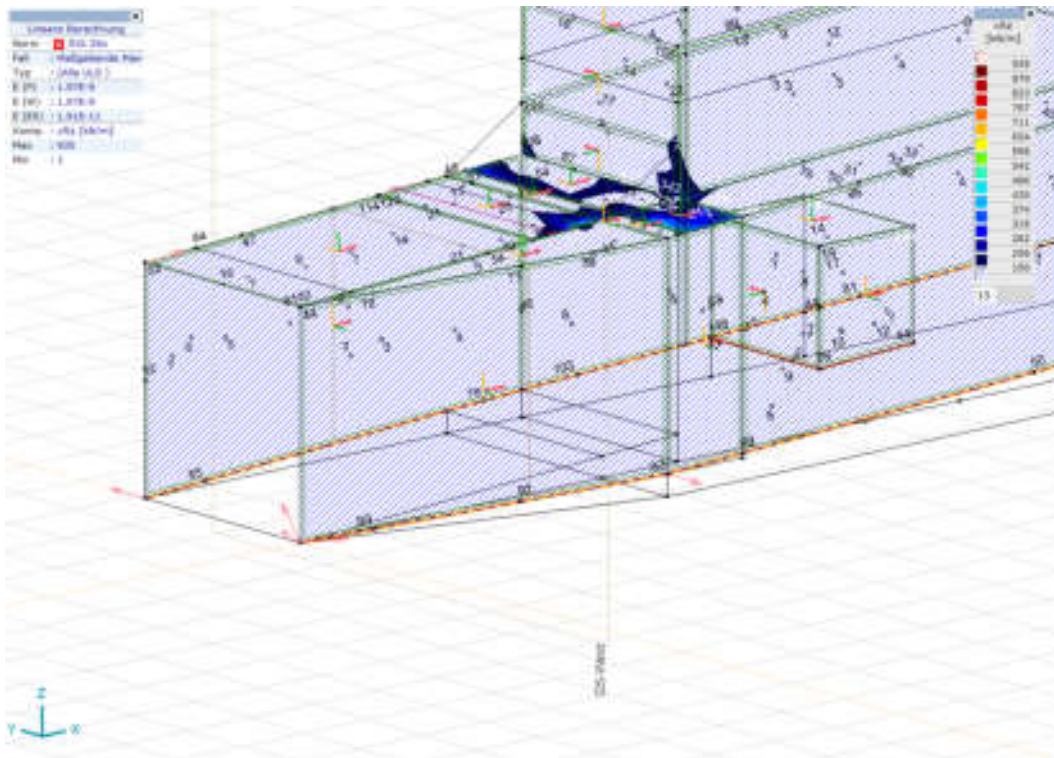
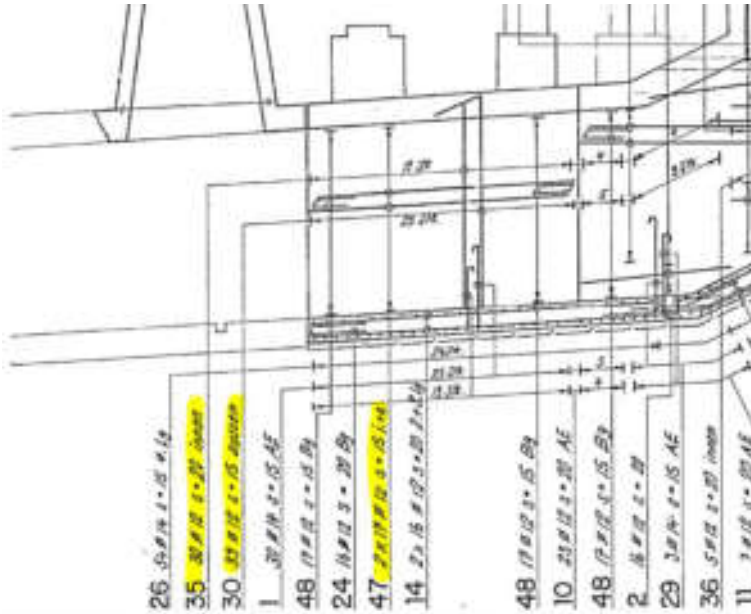


Abbildung 25: Querkraftbeanspruchung mit Referenz vd >150 kN/m

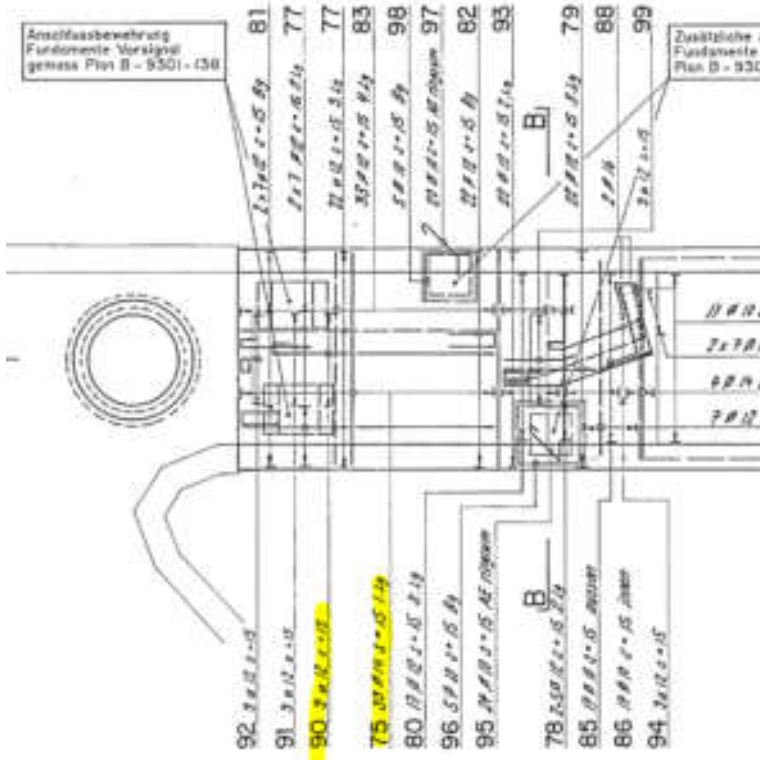


Bestand

Best. Wandarmierung



Best. Deckenarmierung





Biege- und Querkraftnachweise (a-a bis e-e und F-F)

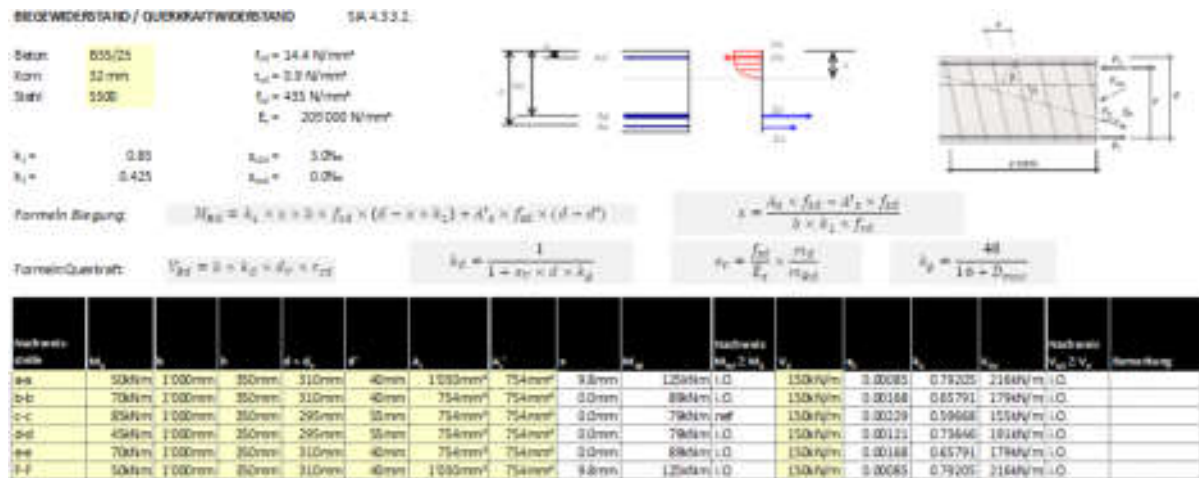


Abbildung 26: Querschnittsnachweise

Neubau

Für den Neubau wird kein Nachweis geführt da die Nachweise des Bestands mit denselben Schnittkräften geführt wurden.

6.4.2 Detailbetrachtung Fahrleitungsmast

Schnittkräfte

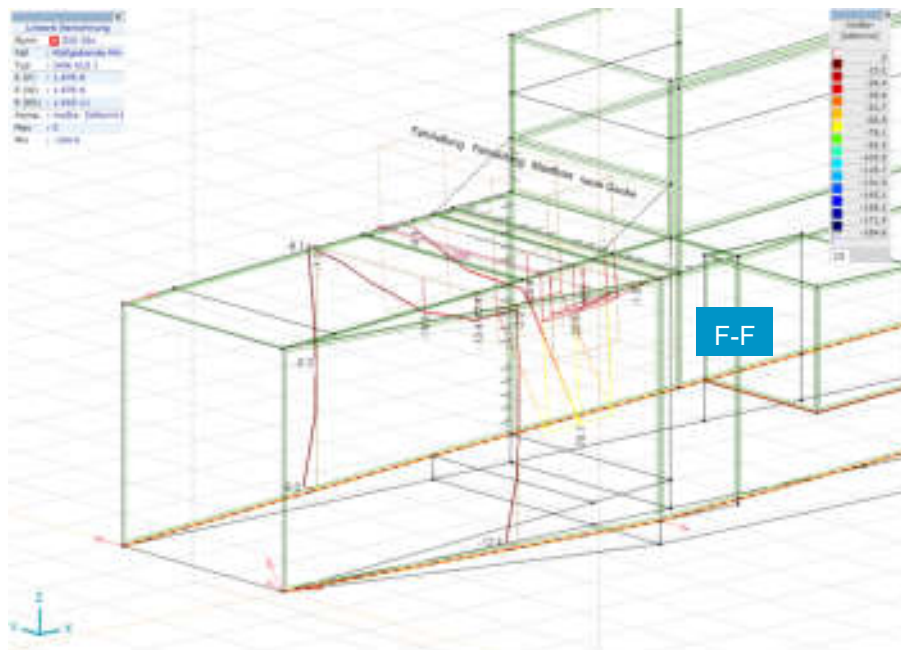


Abbildung 27: 1 m Schnitt bei Fahrleitungsmast; md = 76 kNm/m

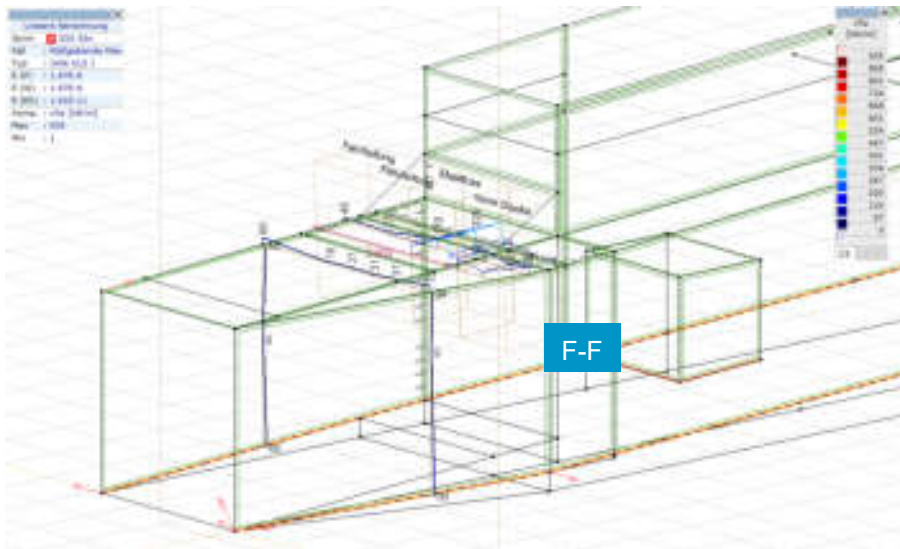


Abbildung 28: 1 m Schnitt bei Fahrleitungsmast; $v_d = 120 \text{ kN/m}$

Biege- / Querkraftnachweis über 1 m Streifen

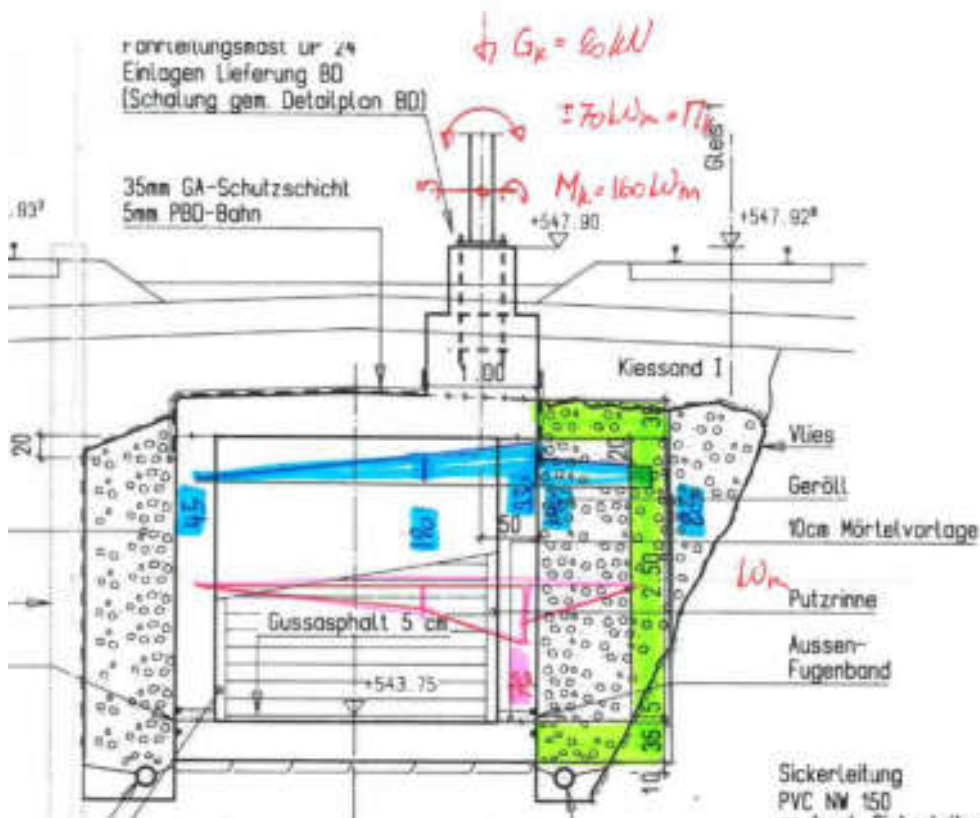


Abbildung 29: Verlauf Querkraft (max. 120 kN/m in Decke) / Biegemoment (max. 76 kNm/m in Decke); Querkraftmaximum im Bereich Fundamentfuss Fahrleitung ($h = 1.0 \text{ m}$ → nicht massgebend)

Nachweis siehe Stelle F-F in Abbildung 26: Querschnittsnachweise

6.4.3 Verformungen

Die Verformungen sind sehr klein (elastisch kurzzeitig und gerissen Langzeit) und aus diesem Grund werden keine weiteren Nachweise geführt.

Vertikal

Kurzzeitig elastisch

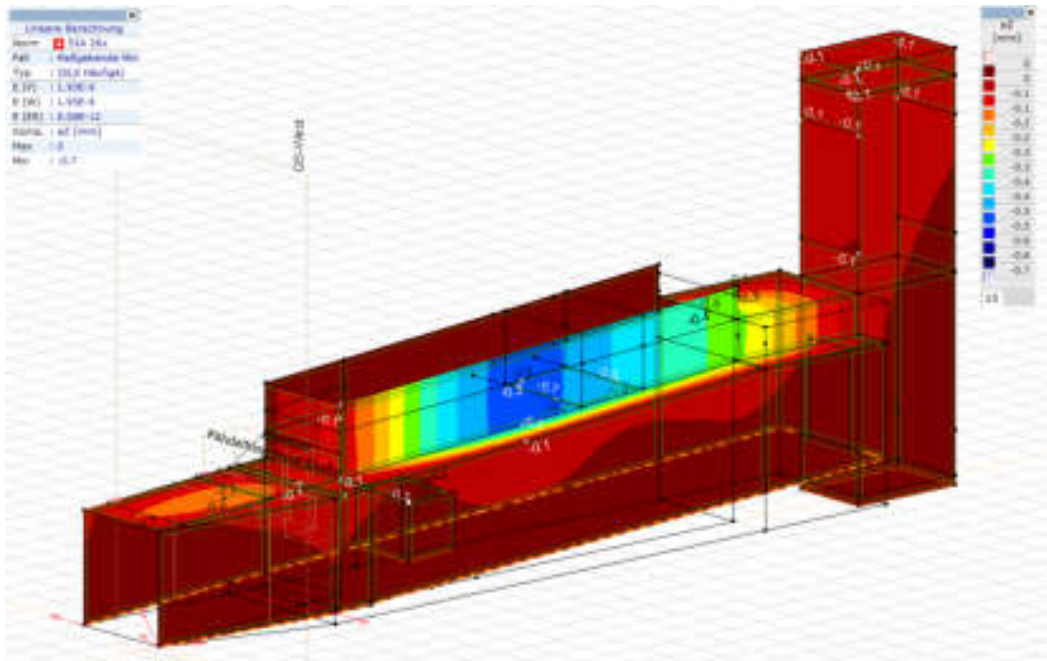


Abbildung 30: Verformung Z-Richtung elastisch kurzzeitig

Langzeit gerissen

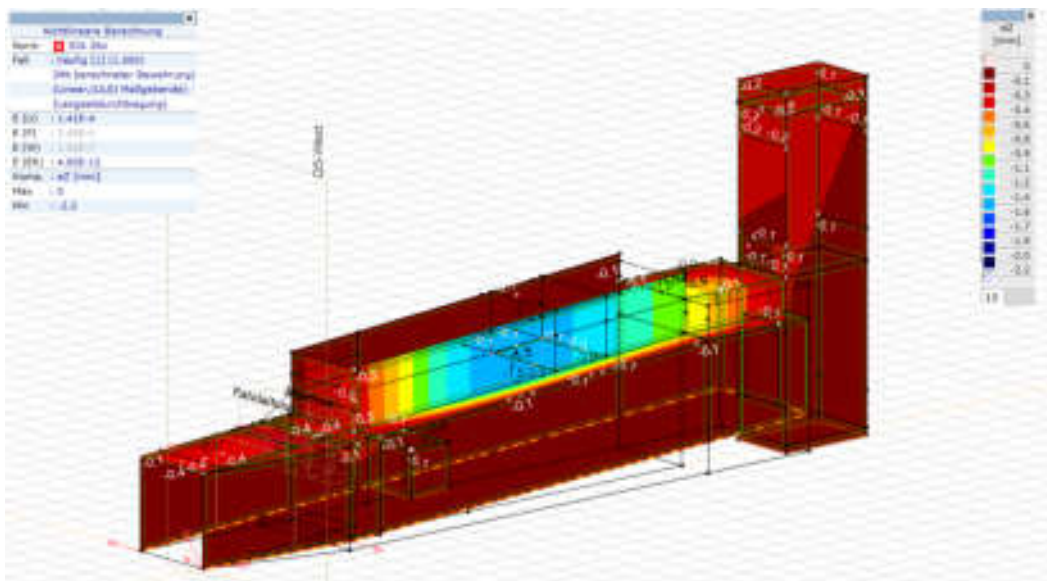


Abbildung 31: Verformung Z-Richtung gerissen Langzeit

Horizontal, Y-Richtung

Kurzzeitig elastisch

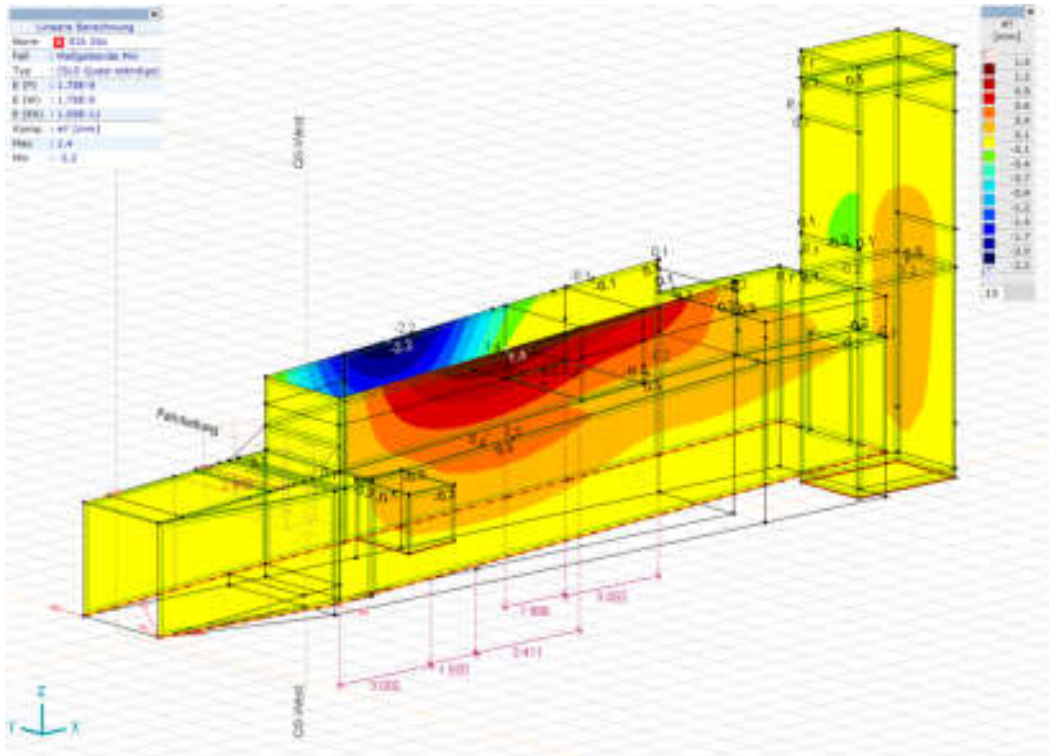


Abbildung 32: Verformung Y-Richtung elastisch kurzzeitig

Langzeit gerissen

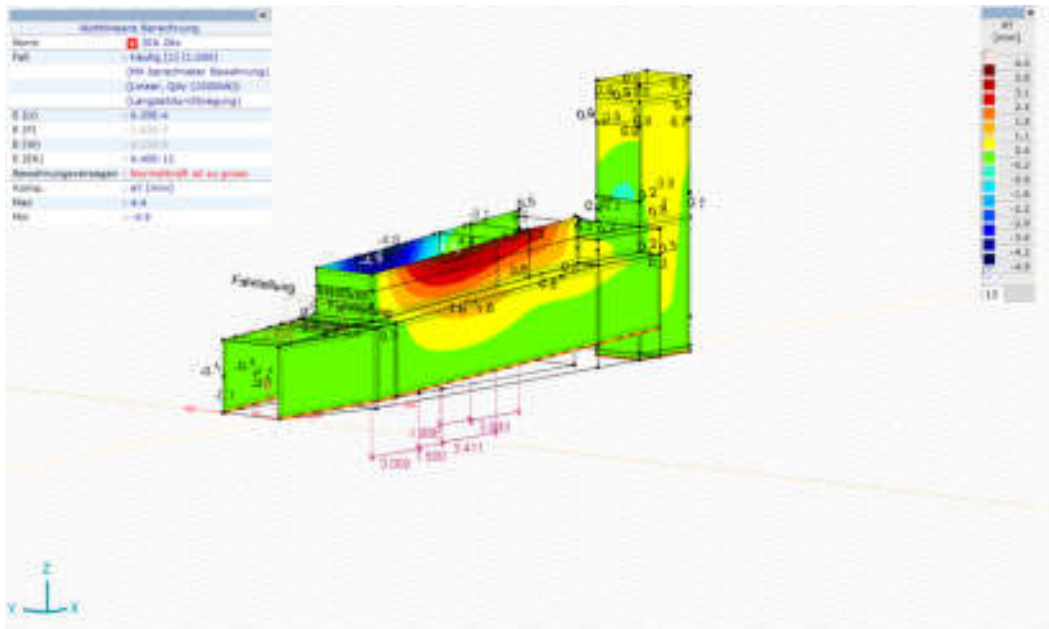


Abbildung 33: Verformung Y-Richtung gerissen Langzeit

Horizontal, X-Richtung

Kurzzeitig elastisch

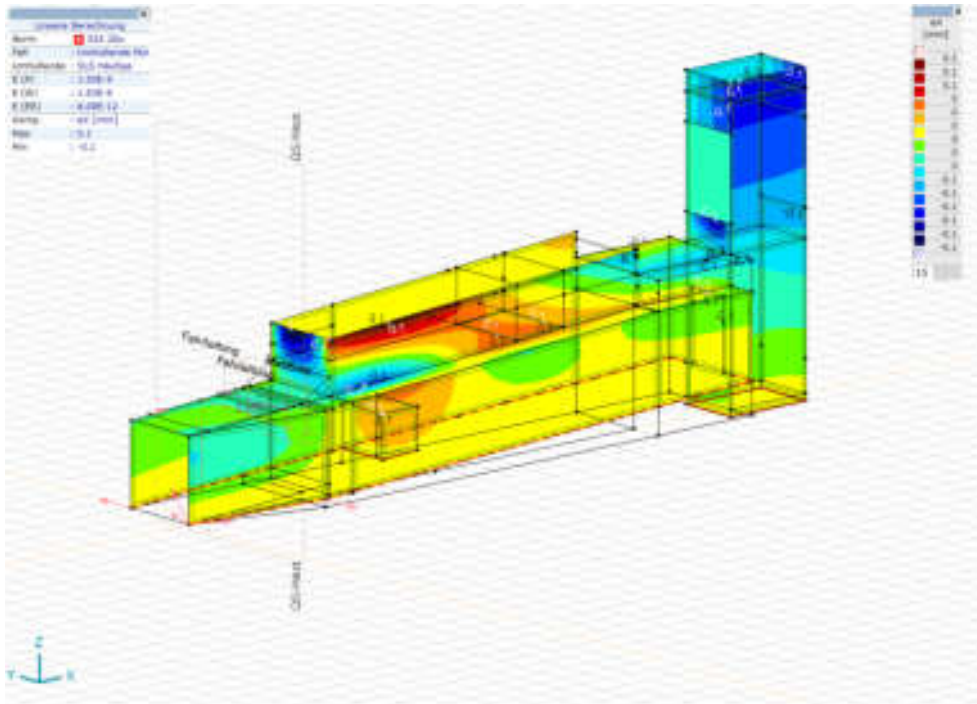


Abbildung 34: Verformung X-Richtung elastisch kurzzeitig

Langzeit gerissen

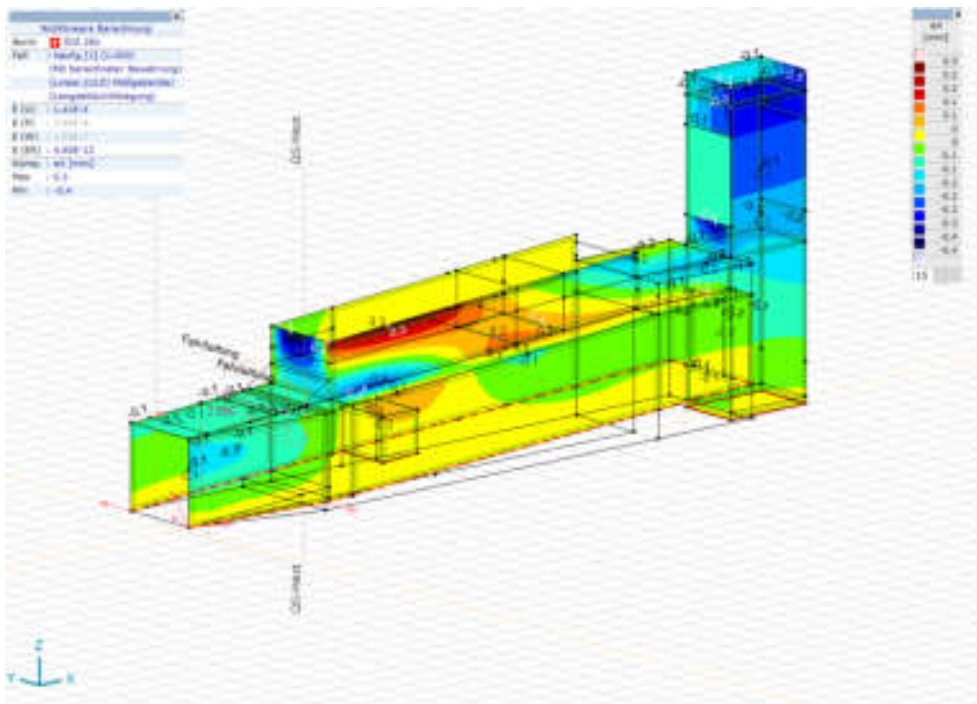


Abbildung 35: Verformung X-Richtung gerissen Langzeit



6.4.4 Minimalarmierung 350 mm Bauteil

- Kurve B (Korrigenda)
- C30/37: $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$, Überfestigkeit wird $1.3 \times f_{ctm}$ berücksichtigt.
- Bauteilstärke: 350 mm
- $w_{nom} = 0.5 \text{ mm}$ → Kurve B erhöhte Anforderungen
- Durchmesser: $\varnothing 16 \text{ mm}$ $a = 150 \text{ mm}$

$$f_{ctd} = k_t \times 1.3 \times f_{ctm} = \frac{1}{1 + 0.5 \times 0.35 \text{ m}} \times 1.3 \times 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{9 \times E_s \times f_{ctm} \times w_{nom}}{\varnothing_s}} = \sqrt{\frac{9 \times 205'000 \times 2.9 \times 0.5}{16}} = 408 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{smin} = \frac{A_c \times f_{ctd}}{\sigma_{s,adm}} = \frac{350 \times 1000 \times 3.2 \text{ N/mm}^2}{408 \text{ N/mm}^2} = 2745 \text{ mm}^2 [\text{leicht über } 2 \times 16, a = 150 \text{ mm}]$$

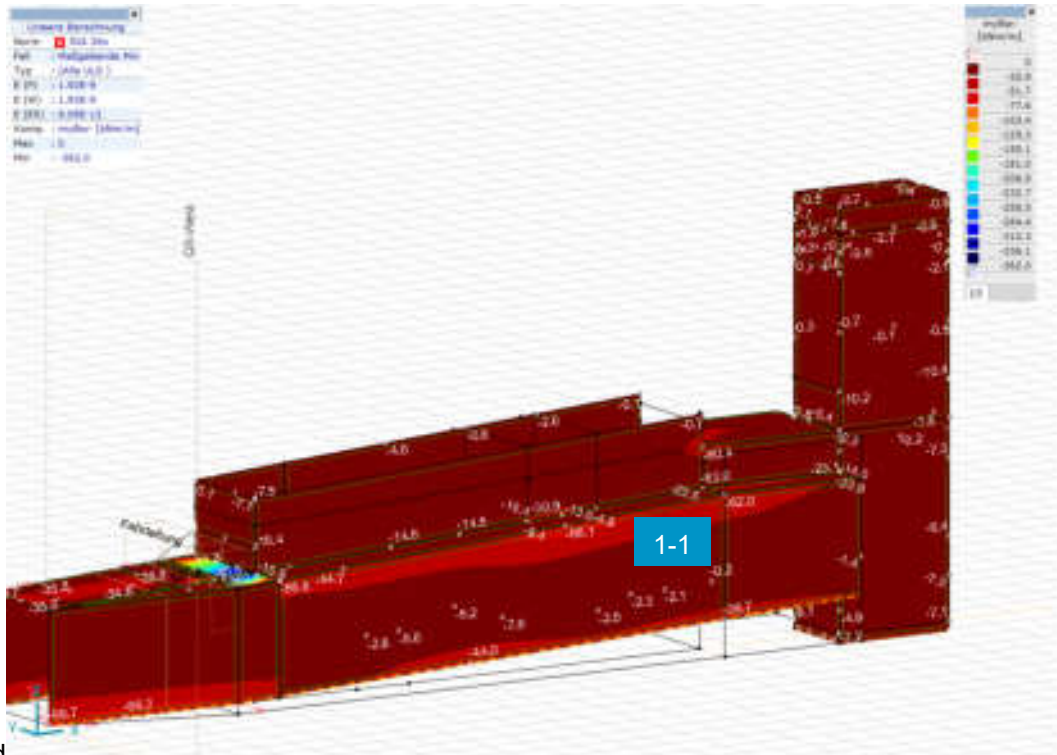
6.4.5 Spannungsnachweise

Es werden keine Spannungsnachweise für die kleinen Deckenteile und Wandstücke beim Zugang West geführt.

6.5 Wände, Brüstungen und Lift

6.5.1 Tragsicherheit

Biegebeanspruchung



Südwand

Abbildung 36: Südwand: Einspannarmierung Foundation / Decke (vertikal aussen)

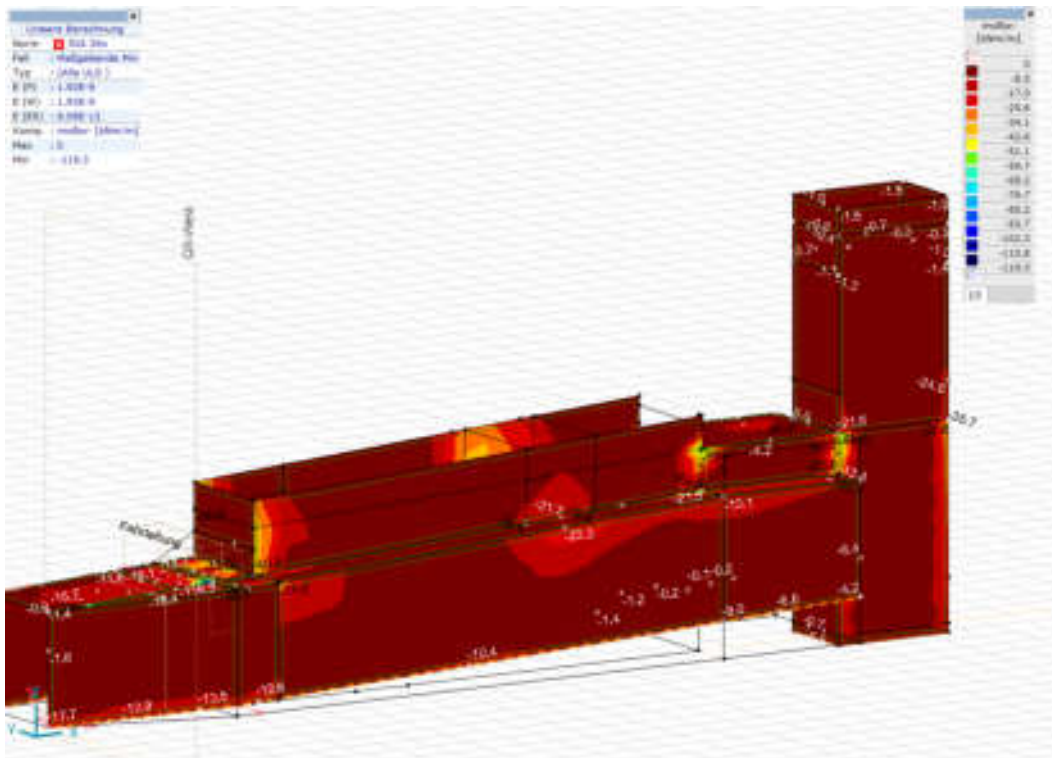


Abbildung 37: Südwand: Horizontalmomente aussen

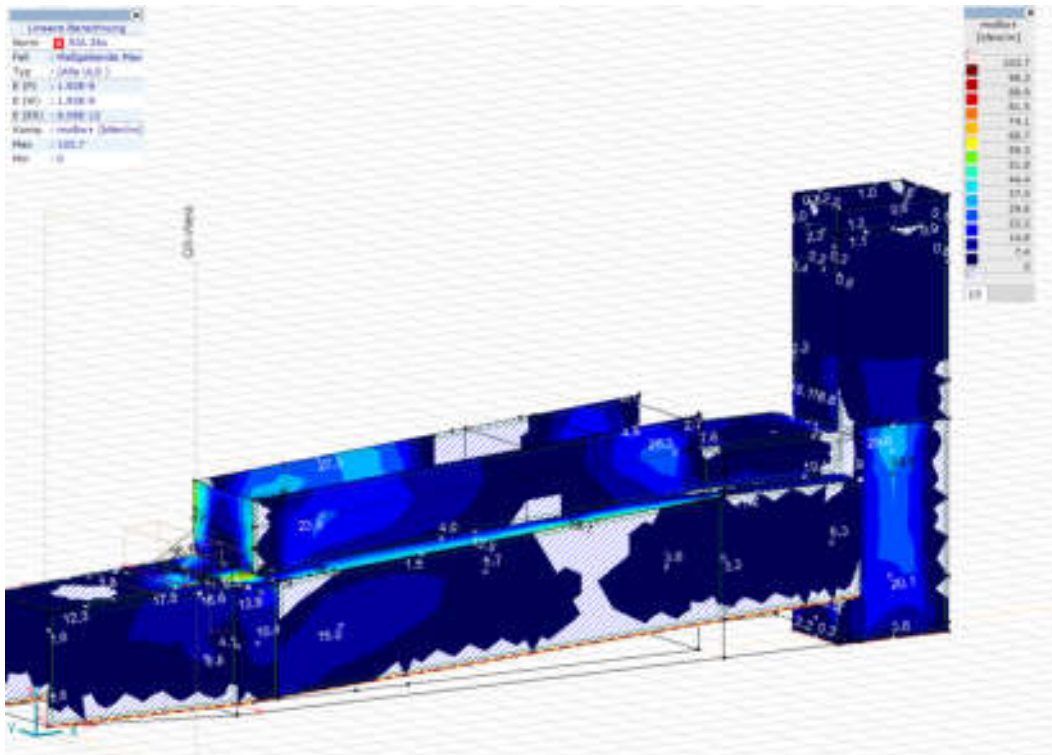


Abbildung 38: Südwand: Horizontalmomente innen

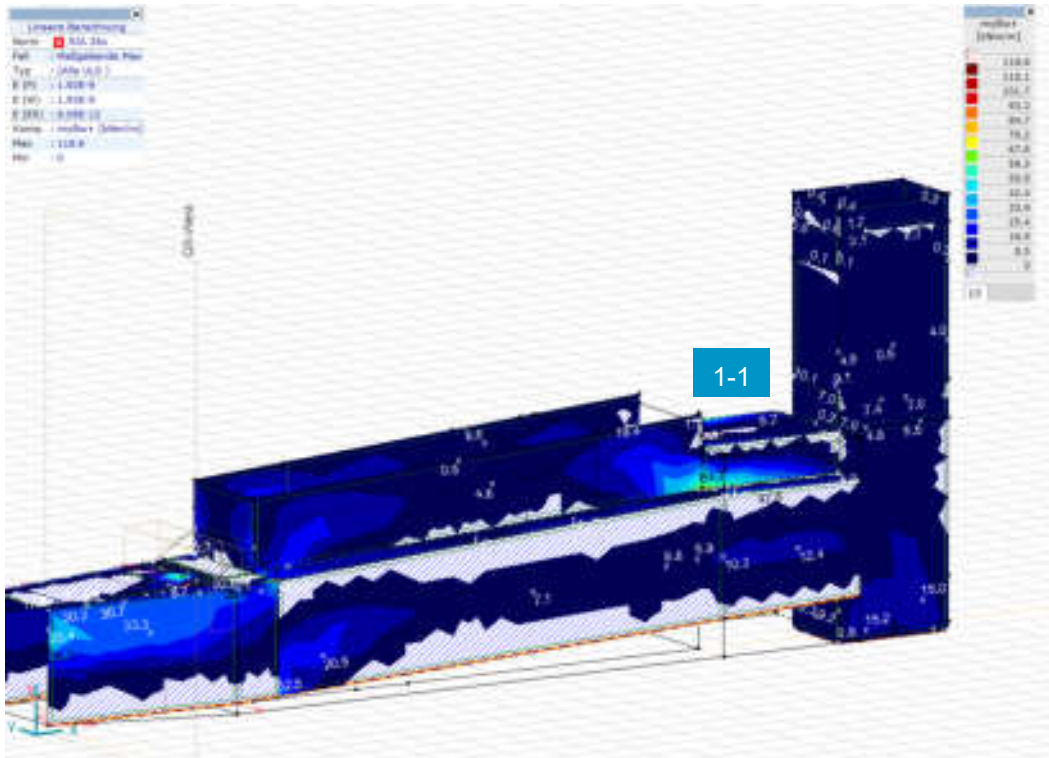


Abbildung 39: Südwand: Vertikalmomente innen

Nordwand

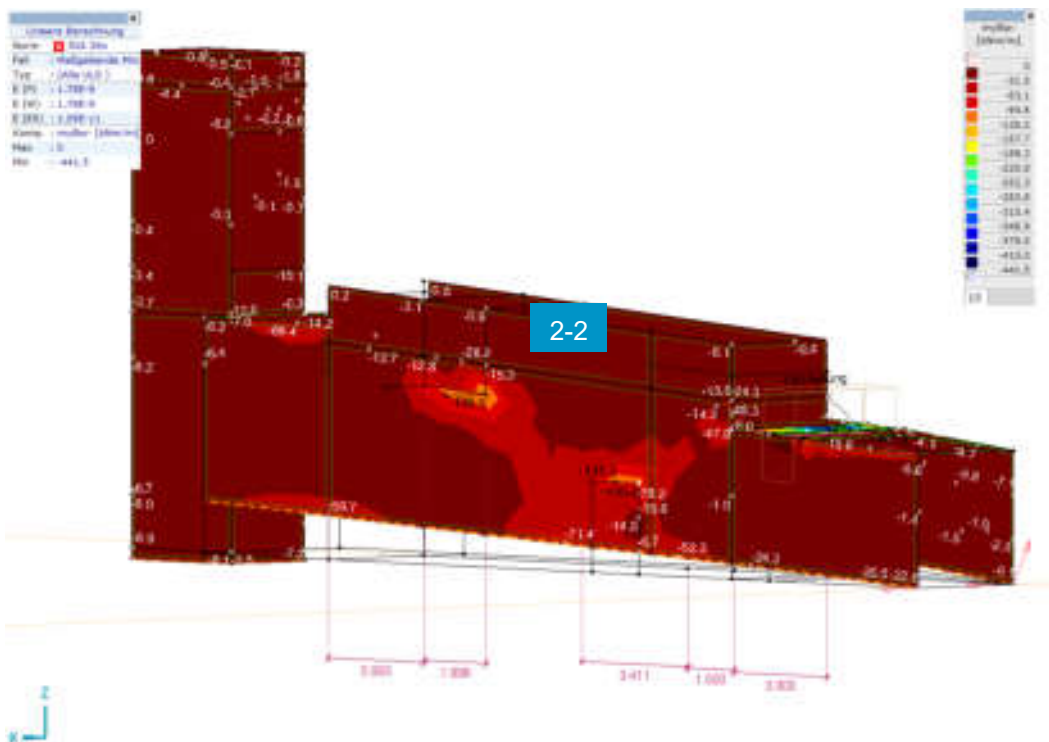


Abbildung 40: Nordwand: Einspannarmierung Fundation / Decke (vertikal aussen)

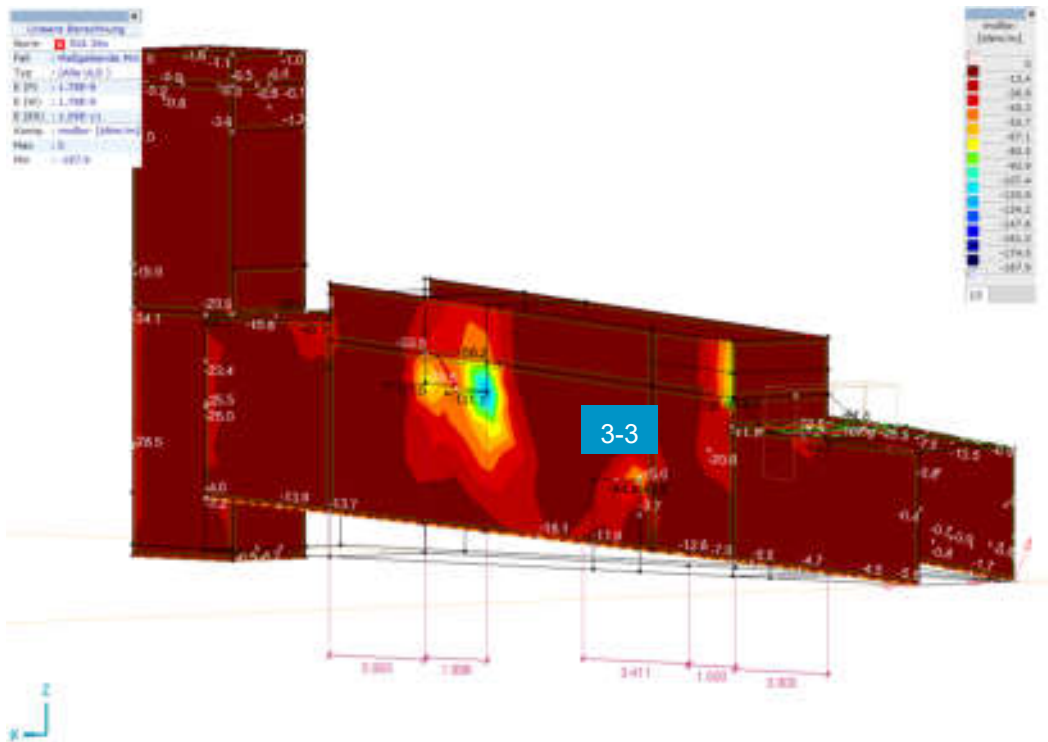


Abbildung 41: Nordwand: Horizontalmomente aussen

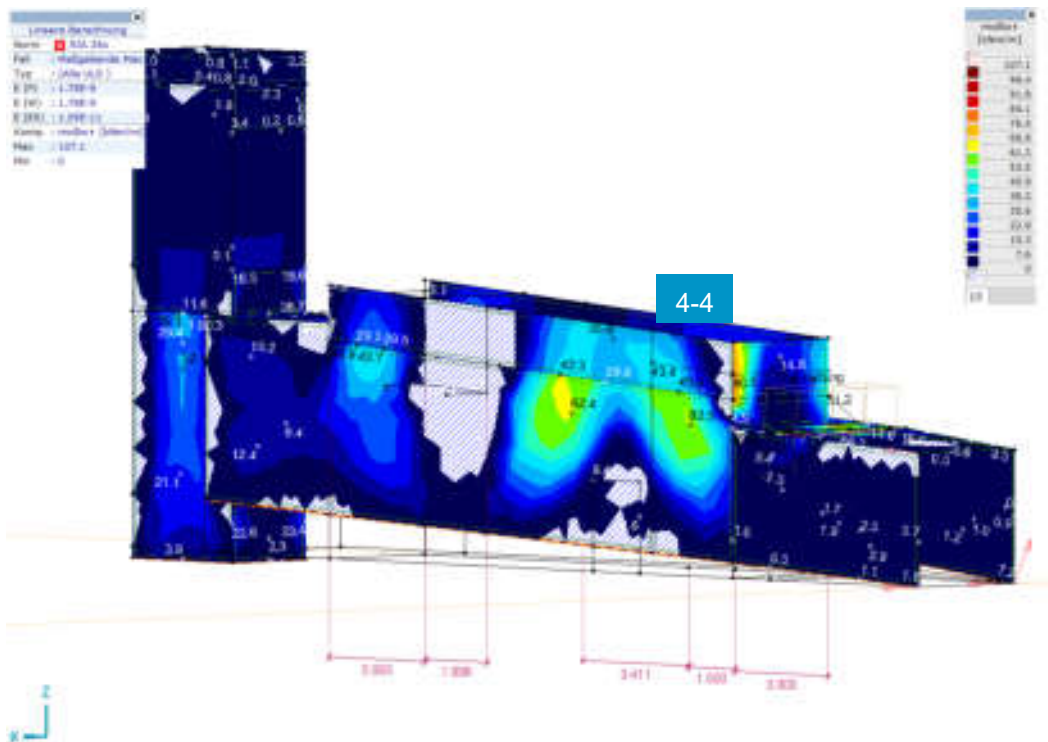


Abbildung 42: Nordwand: Horizontalmomente innen

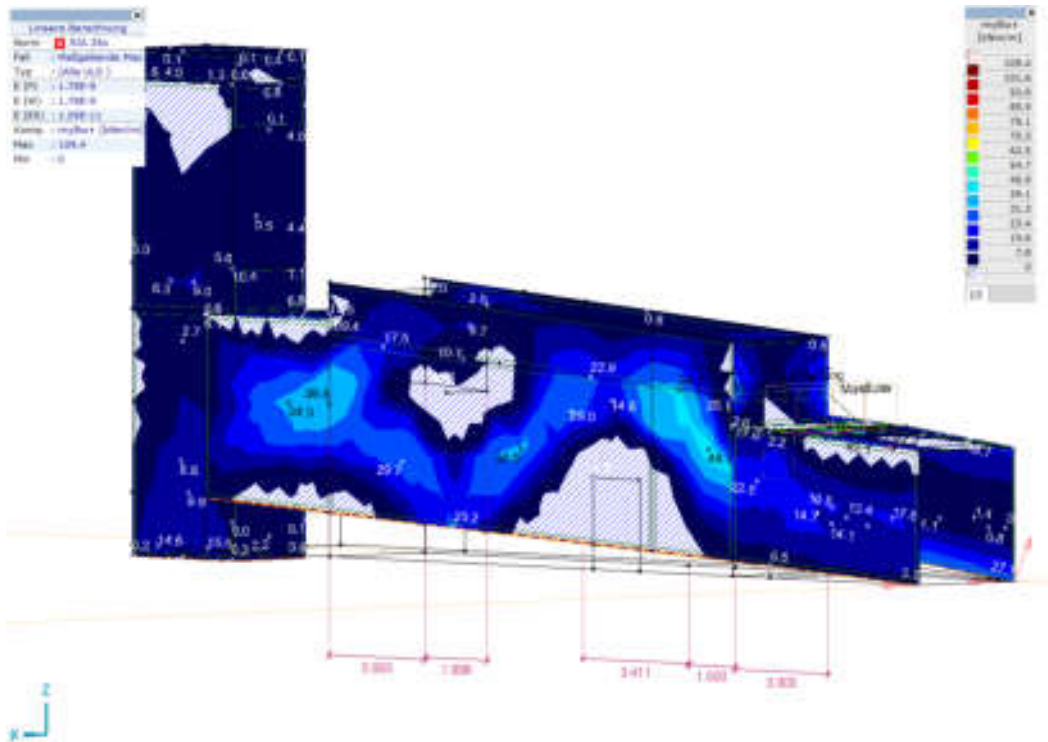


Abbildung 43: Nordwand: Vertikalmomente innen

Querkraftbeanspruchung

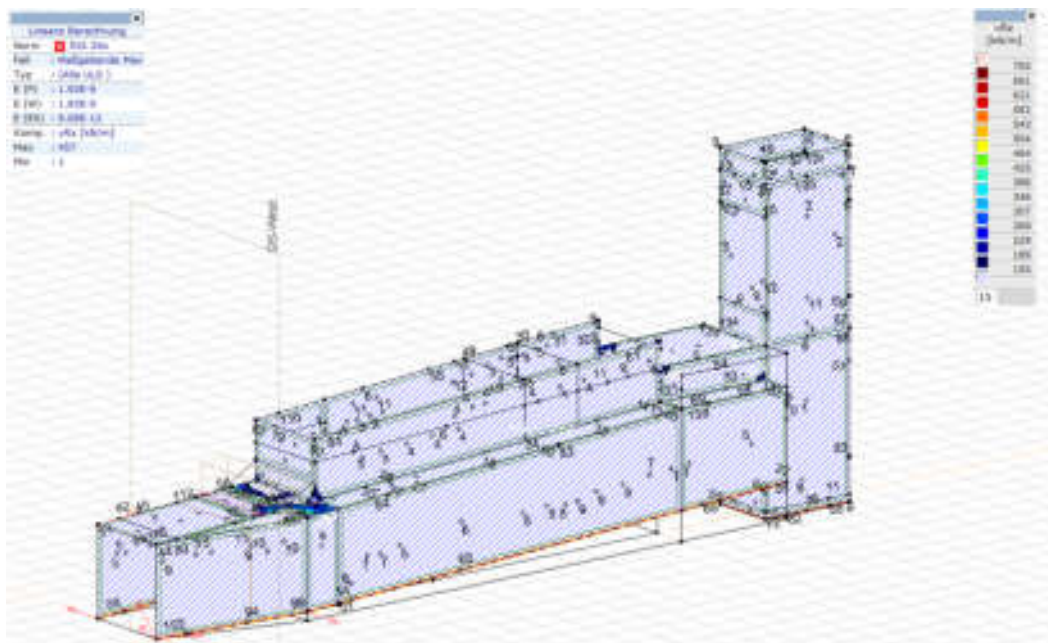


Abbildung 44: Südwand: Querkraft vd mit Referenz 150 kN/m

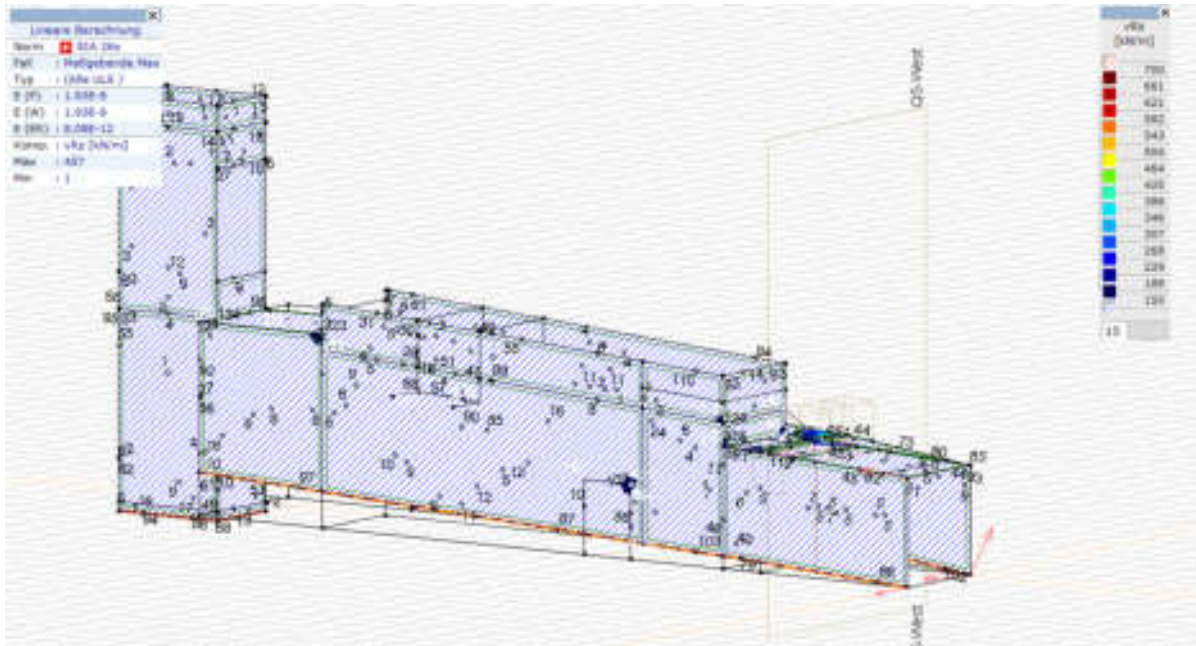


Abbildung 45: Nordwand: Querkraft v_d mit Referenz 150 kN/m

Nachweise (1-1 bis 4-4)

SCHÄRLI OETTLI Technische Beratung

Projekt: PGV
 Datum: / /

BIEGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SN 4.3.3.1

Beton: C35/37 $f_{cm} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
 Stahl: B500B $f_{yk} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
 $f_{td} = 4.85 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 205.000 \text{ N/mm}^2$

$k_1 = 0.26$ $\eta_{s1} = 1.00$
 $k_2 = 0.425$ $\eta_{s2} = 0.80$

Formeln Biegemoment: $M_{Rd} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A'_s \times f_{yk} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{yk} - A'_s \times f_{yk}}{b \times k_1 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{Rd} = b \times k_2 \times d \times f_{td}$
 $k_2 = \frac{1}{1 + \eta_s \times d \times 10^{-4}}$
 $\eta_s = \frac{f_{yk}}{E_s} \times \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
 $k_3 = \frac{48}{16 + d_{max}}$

Nachweisstelle	M_{Ed}	V_{Ed}	b	d	d'	A_s	A'_s	x	M_{Rd}	Nachweis $M_{Ed} \leq M_{Rd}$	V_{Ed}	V_{Rd}	η_s	k_2	V_{Rd}	Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	Bemerkung
1-1	132kNm	100kNm	130mm	285mm	65mm	1340mm ²	1100mm ²	7.5mm	137kNm i.G.	150kN/m	0.00087	0.60327	25.1kN/m	i.G.			
2-2	132kNm	100kNm	130mm	285mm	65mm	1340mm ²	1100mm ²	7.5mm	137kNm i.G.	150kN/m	0.00087	0.60327	25.1kN/m	i.G.			
3-3	132kNm	100kNm	130mm	270mm	80mm	1700mm ²	1100mm ²	17.1mm	162kNm i.G.	150kN/m	0.00073	0.68234	30.2kN/m	i.G.			
4-4	50kNm	100kNm	130mm	185mm	90mm	1130mm ²	525mm ²	15.5mm	59kNm i.G.	100kN/m	0.00080	0.77069	24.0kN/m	i.G.			

6.5.2 Verformungen

Nachweise siehe Abschnitt 6.4.3.

6.5.3 Minimalarmierung

Bauteile 350 mm

Nachweis siehe Abschnitt 6.4.4.



Bauteile 250 mm

- Kurve B (Korrigenda)
- C30/37: $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$, Überfestigkeit mit $1.3 \times f_{ctm}$
- Bauteilstärke: 250 mm
- $w_{nom} = 0.5 \text{ mm} \rightarrow$ Kurve B erhöhte Anforderungen
- Durchmesser: $\varnothing 14 \text{ mm}$ $a = 150 \text{ mm}$

$$f_{ctd} = k_t \times f_{ctm} = \frac{1}{1 + 0.5 \times 0.25 \text{ m}} \times 1.3 \times 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3.34 \text{ N/mm}^2$$

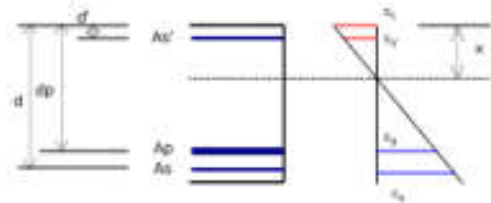
$$\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{9 \times E_s \times f_{ctm} \times w_{nom}}{\varnothing_s}} = \sqrt{\frac{9 \times 205'000 \times 2.9 \times 0.5}{14}} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{smin} = \frac{A_c \times f_{ctd}}{\sigma_{s,adm}} = \frac{250 \times 1000 \times 3.34 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} = 1'920 \text{ mm}^2 [2 \times 14, a = 150 \text{ mm}]$$

6.5.4 Spannungsnachweise

Schnitt 1-1 (Decke / Einspannung)

$$m_{\text{häufig}} \approx \frac{m_d}{\gamma_G} = \frac{80}{1.35} = 60 \text{ kNm/m}$$



Geometrie:	Materialien:	E-Modull
b = 1'000 mm	Beton C 30/37	E _{ct} = 10.0 kN/mm ²
h = 350 mm	f _{ctd} = 20.0 N/mm ²	E _s = 205 kN/mm ²
d = 285 mm	Stahl B500B	
d' = 65 mm	A _s = 1'340 mm ²	n = 20.5
d _f = 0 mm	A _s ' = 1'340 mm ²	x = 94.2 mm
	f _{td} = 435 N/mm ²	S _y = 0.0
Schnittkräfte:	V _{sp} = Y1770	I _y = 0.001302 m ⁴
M _d = 60 kNm (ev. + N _d x e)	A _{st} = 0 mm ²	
N _d = 0 kN (zentr.)	f _{st} = 0 N/mm ²	

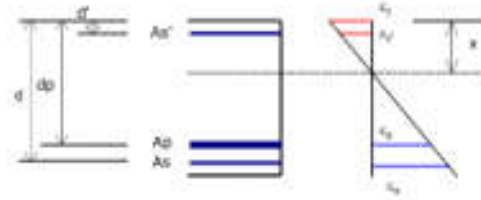
Spannungen infolge M _d :		
ε _{cd} = -0.04%	σ _{cd} = -4.34 N/mm ²	M _{rek} = 13 kNm
ε _{sd} ' = -0.01%	σ _{sd} ' = -27.60 N/mm ²	M _{V,rek} = 1 kNm
ε _{sd} = 0.09%	σ _{sd} = 180.22 N/mm ²	M _{st,rek} = 46 kNm
		<u>60 kNm</u>

$$\sigma_{\text{häufig}} = 181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{s,adm} = 80 \text{ N/mm}^2 = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (kein Fließen der Armierung)}$$



Schnitt 2-2 und 3-3

$$m_{\text{häufig}} \approx \frac{m_d}{\gamma_G} = \frac{110}{1.35} = 82 \text{ kNm/m}$$



Geometrie:	Materialien:	E-Moduli
b = 1'000 mm	Beton C 30/37	E _{ct} = 10.0 kN/mm ²
h = 350 mm	f _{ctd} = 20.0 N/mm ²	E _s = 205 kN/mm ²
d = 265 mm	Stahl B500B	
d' = 85 mm	A _s = 1'340 mm ²	
d _p = 0 mm	A _{s'} = 1'340 mm ²	
	f _{sd} = 435 N/mm ²	n = 20.5
Schnittkräfte:	V _{sp} = Y1770	x = 94.2 mm
M _d = 82 kNm (ev. + N _d x e)	A _c = 0 mm ²	S _y = 0.0
N _d = 0 kN (zentr.)	I _{sd} = 0 N/mm ²	I _y = 0.001082 m ⁴

Spannungen infolge M _d :		
ε _{ct} = -0.07%	σ _{ct} = -7.14 N/mm ²	M _{sd} = 21 kNm
ε _{st} = -0.01%	σ _{st} = -14.31 N/mm ²	M _{ctd} = 0 kNm
ε _{st} = 0.13%	σ _{st} = 265.25 N/mm ²	M _{std} = 61 kNm
		M_{sd} = 82 kNm

$$\sigma_{\text{häufig}} = 181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{s,adm} = 80 \text{ N/mm}^2 = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (kein Fließen der Armierung)}$$

6.6 Podeste

6.6.1 Tragsicherheit Podeste

Nachweis Normalkraft mit Biegung

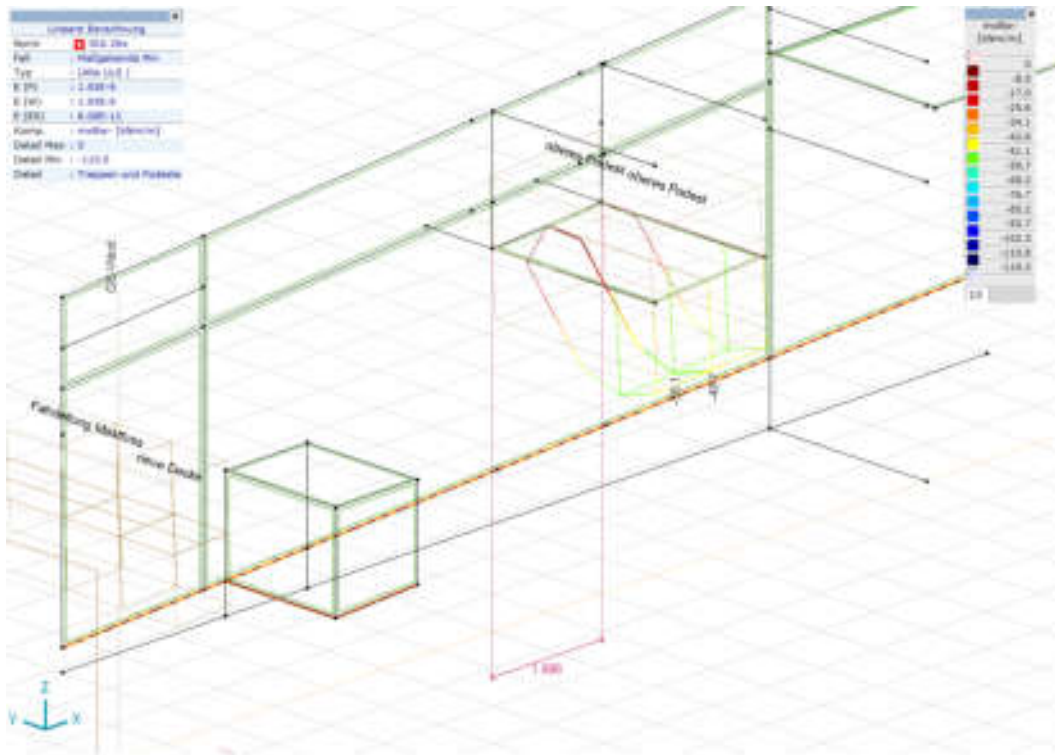


Abbildung 46: Biegemomente $m_d = 70 \text{ kNm/m}$

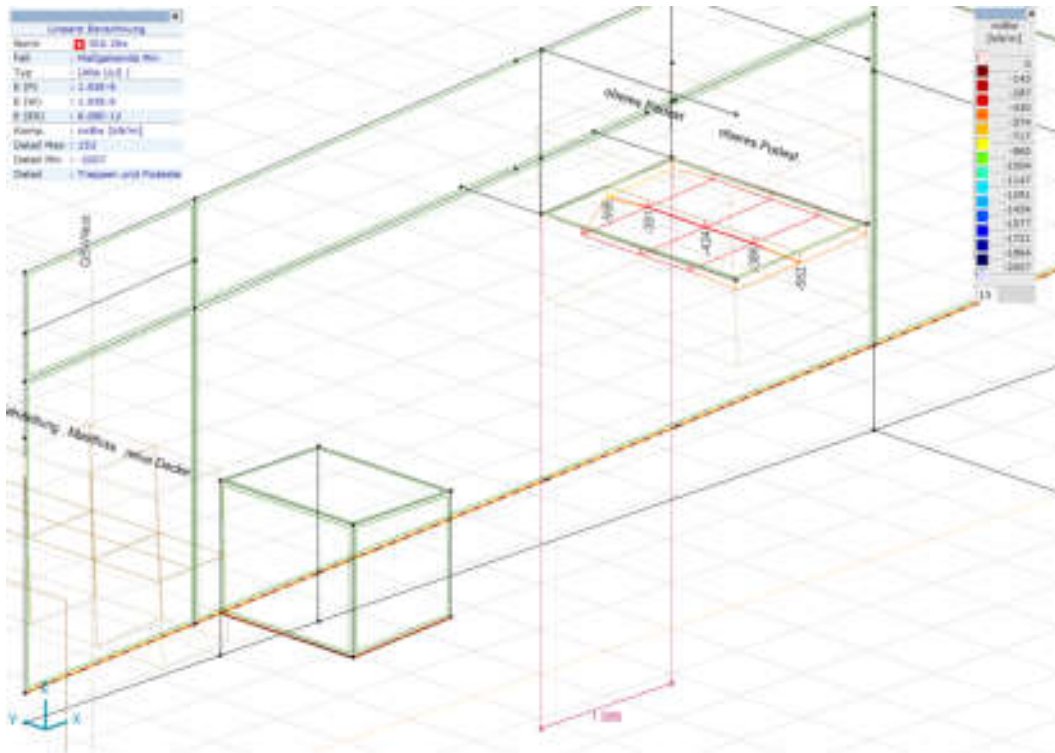


Abbildung 47: Normalkraft $n_d = 600 \text{ kN/m}$

Biegung mit Normalkraft

STÜTZENBEMESSUNG NACH SIA 262 (Pendelstütze) Nr.: Podest Seitenverhältnis: 1/200

Materialien	Stahl	Beton	Einwirkungen
Balken: Klasse: C 20/27 $f_{td} = 25.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 0.27$ $\alpha = 2.0$ $E_{td} = 31 \text{ kN/mm}^2$	$f_{yk} = 435 \text{ N/mm}^2$ $A_s = A_t = 2250 \text{ mm}^2$ $f_{td} = 0.275$ $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$ $\alpha = 0.27$	Geometrie: $L = 3000 \text{ mm}$ $b = 1500 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$ $\rho = 35 \text{ mm}$ $\rho_s = 0.8$	$N_k = 1200 \text{ kN}$ $q_k = 150 \text{ kN/m}$ $Q_k = 0.4 \text{ M}$ $\alpha = 1000 \text{ mm}$ $\alpha = 0 \text{ mm}$

Material: SIA 262, SIA D 0182

Imperfektion: $\eta_{01} = 0.010$, $\eta_{02} = 0.005$, $\eta_{03} = 0.200$, $\eta_{04} = 0.010$

Lastfall Imperfektion	Lastfall η_{01}	Lastfall η_{02}	Lastfall η_{03}	Lastfall η_{04}	Kombi
$M_k = 12.0 \text{ kNm}$ $\alpha = 0.87$	$M_k = 0.0 \text{ kNm}$ $\alpha = 0$	$M_k = 188.6 \text{ kNm}$ $\alpha = 9.8$	$M_k = 0.0 \text{ kNm}$ $\alpha = 12$	$M_k = 11.0 \text{ kNm}$ $\alpha = 0.87$	$M_k = 0.00029$

$\eta_{01} = 1.22$, $\eta_{02} = 0.00$, $\eta_{03} = 17.80$, $\eta_{04} = 0.00$, $\eta_{05} = 10.76$

mit Biegeverbund:
 $M_{ed} = 343 \text{ kNm}$

Querschnittsverformung:
 $\epsilon_{s1} = -0.224\%$, $\epsilon_{s2} = 0.039\%$
 $\epsilon_{m1} = 0.01204 \text{ m}^{-1}$, $\epsilon_{m2} = 0.01412 \text{ m}^{-1}$

2. Ordnung:
 $EI = 2.431E+04 \text{ kNm}^2$, $\alpha = 0.01$
 $N_k = 2665 \text{ kN}$, $\eta_{03} = 0.012 \text{ m}$
 $M_k^* = 208.6 \text{ kNm}$, $M_k^* + N_k \cdot \eta_{03} + \eta_{04} \cdot M_k^* = 266.5 \text{ kNm}$

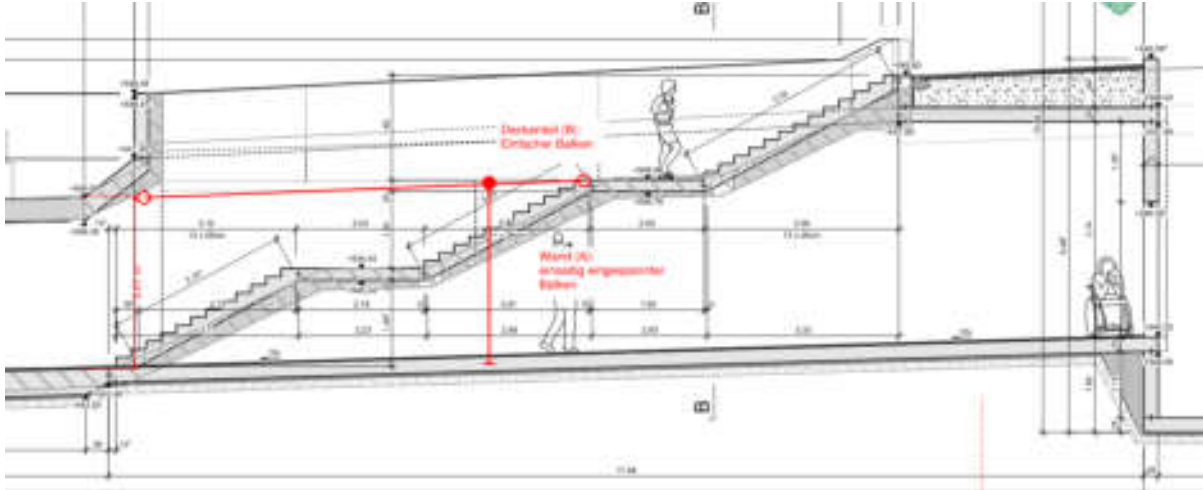
Nachweis:
 $M_k^* = 269 \text{ kNm} < M_{ed} = 343 \text{ kNm}$ Nachweis in Ordnung!

mathematisches System:

M_{ed}-N_{ed} Diagramm:

6.7 Kontrollrechnungen

6.7.1 Handrechnung Wand Süd



Wand (A)

Biegung Einspannung (erhöhter Erddruck $e_{ah+} = 18 \text{ kN/m}^2$ Verdichtungsdruck $e_{ah,v} = 25 \text{ kN/m}^2$)

$$M_{d,E} = \frac{(\gamma_G \times e_{ah,v} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l^2}{8} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 3 \text{ m}^2}{8} = 56 \text{ kNm/m}$$

Biegung Feld

$$M_{d,E} = \frac{9 \times (\gamma_G \times \frac{e_{ah+} + e_{ah,v}}{2} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l^2}{128}$$

$$= \frac{9 \times (1.35 \times \frac{18 + 25 \text{ kN/m}^2}{2} + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 3 \text{ m}^2}{128} = 28 \text{ kNm/m}$$

Querkraft Einspannung

$$V_d = \frac{5 \times (\gamma_G \times e_{ah,v} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l}{8} = \frac{5 \times (1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 3 \text{ m}}{8} = 93 \text{ kN/m}$$



Nachweise

SCHÄRLI OETTLI Projekt
PGV
Datum / CI

BIEGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SM 4.3.3.1

Beton	C35/47	$f_{ctd} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
Balk	32 mm	$f_{ctd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
Stahl	B500B	$f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$
		$E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$

$k_1 = 0.85$ $\eta_{100} = 1.0\%$
 $k_2 = 0.425$ $\eta_{200} = 0.80\%$

Formeln Biegung: $M_{Rd} = k_1 \times x \times b \times f_{ctd} \times (d - x \times k_2) + A'_s \times f_{td} \times (d - d')$ $x = \frac{A_s \times f_{td} - A'_s \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{ctd}}$

Formeln Querkraft: $V_{Rd} = R \times k_2 \times d_p \times f_{ctd}$ $k_2 = \frac{1}{1 + \eta_2 \times d \times k_1}$ $\eta_2 = \frac{f_{td}}{k_1} \times \frac{m_2}{m_{max}}$ $k_2 = \frac{40}{10 + d_{max}}$

Nachweis- Stufe	M_{Ed}	V_{Ed}	d	d_p	k_1	k_2	M_{Rd}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,s}$	Nachweis $M_{Ed} \leq M_{Rd}$	Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	Streckenlänge	
Eingangsung	28 kNm; 1'000 Nm	130 kN	285 mm	65 mm	0.85	0.425	1'340 kNm	1'100 kN	7.8 kN	137 kNm i.O.	0.00087	0.80177	251 kN/m i.O.
Feld	28 kNm; 1'000 Nm	130 kN	285 mm	65 mm	0.85	0.425	1'340 kNm	1'100 kN	7.8 kN	137 kNm i.O.	0.00044	0.88987	279 kN/m i.O.

Deckenteil (B) (h = min. 1.0 m; Spannweite max, 8.0 m)

Biegung (Einflussbreite: 1.0 m über Decke und 3/8 x 3 m von A = 2.2 m)

$$M_{d,F} = \frac{(\gamma_G \times e_{ahv} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times b \times l^2}{8} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 2.125 \times 8.0 \text{ m}^2}{8} = 836 \text{ kNm}$$

Querkraft Decke

$$V_d = \frac{(\gamma_G \times e_{ahv} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times b \times l}{2} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 2.125 \times 8.0}{2} = 418 \text{ kN}$$

Nachweise

Bewehrung:

$$A_s = \frac{M_d}{e \times f_{sd}} = \frac{836}{0.75 \text{ m} \times 435 \text{ N/mm}^2} = 2562 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{je } 2 \text{ m à } \emptyset 16 \text{ a} = 15 \text{ cm}$$

Querkraft:

$V_d = 418 \text{ kN}$, $\alpha = 45^\circ$; $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$; $k_c = 0.55$; $z = 0.8 \times 350 = 280 \text{ mm}$:

$$V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin \alpha \times \cos \alpha = 1000 \times 280 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 1'540 \text{ kN} \geq V_d = 418 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{sd} = \frac{6.6 \times 113}{150} \times 280 \times 435 = 491 \text{ kN} \geq V_d = 418 \text{ kN} \rightarrow \text{i.O. } [\emptyset 12, a = 150]$$

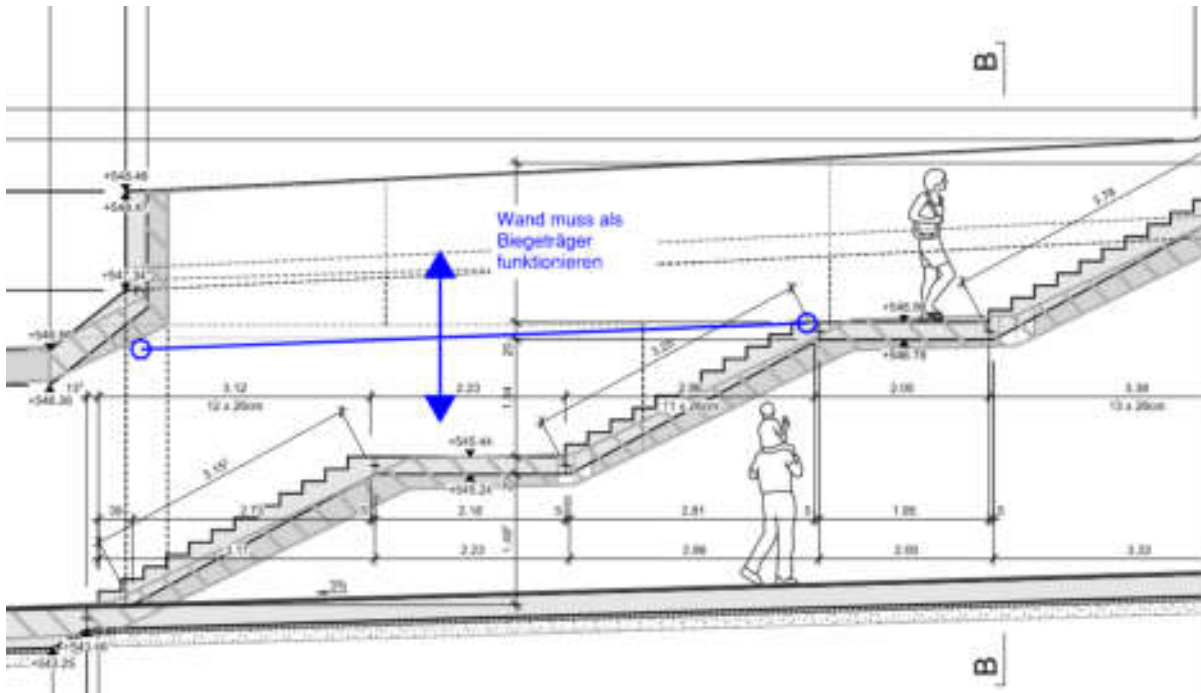
Verformungen (eingespannter Balken, b = 1.0 m):

$$w_0 = \frac{1}{384} \frac{q \times l^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(25 + 10.3) \times 1.0 \text{ m} \times 8^4}{33 \times 10^6 \times \frac{1.0 \times 0.35^3}{12}} = 3.2 \text{ mm}$$

$$w_\infty \cong 6 \times w_0 = 6 \times 3.2 \text{ mm} = 20 \text{ mm} \rightarrow \frac{l}{300} = 27 \text{ mm i.O.}$$

Die Südwand funktioniert ebenfalls mit einfachen Handrechnungen → i.O.

6.7.2 Kontrollrechnung Wand Nord



Biegung (1 m Streifen), eingespannter Balken

$$M_{d,E} = \frac{(\gamma_G \times e_{ahv} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l^2}{12} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 8.0 \text{ m}^2}{12} = 262 \text{ kNm}$$

$$M_{d,E} = \frac{(\gamma_G \times e_{ahv} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l^2}{24} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 8.0 \text{ m}^2}{24} = 131 \text{ kNm}$$

Querkraft Decke

$$V_d = \frac{(\gamma_G \times e_{ahv} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l}{2} = \frac{(1.35 \times 25 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3 \text{ kN/m}^2) \times 8.0}{2} = 196 \text{ kN}$$

Nachweise

Bewehrung:

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sd}} = \frac{262}{0.85 \times 300 \times 435 \text{ N/mm}^2} = 2361 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ø22 } a = 15 \text{ cm}$$



Durchstanzen Wandende $V_d \approx 2 \times 196 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$

Durchstanzen Podest

Näherungsstufe 2		W.Ende		Ausrichtung der Bewehrung	
Durchstanzkraft		a_y	=	250 mm	x-Richtung 1. und 4. Lage
V_d	=	477.0 kN			Bewehrung, x-Richtung
Auflast und Nutzlast					Oben $\sigma_s = 20.0 \text{ mm}$ $s = 150 \text{ mm}$
q_d	=	39.75 kN/m ²			Unten $\sigma_s = 16.0 \text{ mm}$ $s = 150 \text{ mm}$
Aufgezwungene Verformungen		Auflagerhöhe		Bewehrung, y-Richtung	
ΔV	=	0.00 kN	h_A	=	0 mm
$\Delta \Psi$	=	0.00 [-]	Geometrie Flachdecke		Oben $\sigma_s = 16.0 \text{ mm}$ $s = 150 \text{ mm}$
Beton	NC C 30/37		h	=	350 mm
D_{max}	=	32 mm	$c_{nom,o}$	=	55 mm
f_{ctd}	=	1.1 N/mm ²	$c_{nom,u}$	=	55 mm
f_{ctd}	=	20.0 N/mm ²	l_x	=	8000 mm
Biegebewehrung			l_y	=	4000 mm
f_{ctd}	=	435 N/mm ²	Ausparung		Keine Ausparung gemäss Definition
Bügelbewehrung					
f_{ctd}	=	435 N/mm ²			
Abminderungsbeiwert					
k_s	=	0.75 (var.)			

Bemessungswert des Durchstanzwiderstands	Bemessung nach Norm 262:2013	
Widerstand ohne Durchstanzbewehrungsmassnahmen	$V_{Rd} = 517 \text{ kN}$	$\Psi_R = 0.0047$
Hinweise		

-Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Verformungen (eingespannter Balken):

$$w_0 = \frac{1}{384} \frac{q \times l^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(25 + 10.3) \times 8^4}{33 \times 10^6 \times \frac{1 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}^3}{12}} = 3.2 \text{ mm}$$

$$w_\infty \cong 6 \times w_0 = 6 \times 3.2 \text{ mm} = 19 \text{ mm} \rightarrow \frac{l}{300} = 27 \text{ mm} ==$$

> ok. FE – Modell viel bessere Werte weil die Wand als Platte funktioniert

Die Nordwand funktioniert ebenfalls mit einfachen Handrechnungen → i.O.



6.7.3 U-Profil

SCHWERTKRÄFTE UND BERECHNUNG U-PROFIL

$A = 4.82 \text{ m}$	$l = 9.50 \text{ m}$	$G_k = 1.6 \text{ kN}$	$\theta = 38.2^\circ$	Belastung	CR2/17	$f_{ctk} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
$z = 0.15 \text{ m}$	$h = 0.05 \text{ m}$	$H_k = 1.6 \text{ kN}$	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$	Kern	33 mm	$f_{ctm} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
$h_g = 0.83 \text{ m}$	$h_p = 1.00 \text{ m}$	$G_{k1} = 1.6 \text{ kN}$	$\mu_{rel} = 20.00\%$	Stahl	B500B	$f_{yk} = 435 \text{ N/mm}^2$
$h_s = 0.12 \text{ m}$		$G_{k2} = 1.6 \text{ kN}$	$\mu_{rel} = 25 \text{ kN/m}^2$			$f_{tk} = 200'000 \text{ N/mm}^2$
$h_{st} = 1.01 \text{ m}$		$G_{k3} = 5 \text{ kN/m}^2$	$\mu_{rel} = 0.2942$	$k_1 = 0.85$		$\mu_{rel} = 1.0\%$
		$G_{k4} = 25 \text{ kN/m}^2$	$\mu_{rel} = 0.1182$	$k_2 = 0.425$		$\mu_{rel} = 40\%$

$f_{td} = 4.18 \text{ m}$	$\sigma_{s1} = 25.1 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{s2} = 12.0 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{s3} = 40.8 \text{ kN/m}^2$	$D_{max} = 173 \text{ N/m}$
$f_{td} = 0.69 \text{ m}$	$\sigma_{s1} = 1.1 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{s2} = 7.8 \text{ kN/m}^2$		

Schwerkräfte Charakteristisch

Stützlücke	Krafteinheit	Hebel	Standmomente
$M_{s1} = 25 \text{ kN/m}^2$	$F_{s1} = 128.8 \text{ kN}$	$F_{s1} = 2.09 \text{ m}$	$M_{s1} = 269 \text{ Nm/m}$
$M_{s2} = 40.8 \text{ kN/m}^2$	$F_{s2} = 40.7 \text{ kN}$	$F_{s2} = 0.34 \text{ m}$	$M_{s2} = 14 \text{ Nm/m}$
$M_{s3} = 1.5 \text{ kN/m}^2$	$F_{s3} = 1.0 \text{ kN}$	$F_{s3} = 0.83 \text{ m}$	$M_{s3} = 8 \text{ Nm/m}$
$M_{s4} = 25.0 \text{ kN/m}^2$	$F_{s4} = 47.8 \text{ kN}$	$F_{s4} = 1.74 \text{ m}$	$M_{s4} = 83 \text{ Nm/m}$

Einwirkungen horizontal	Hebel	Standmomente
$G_{k1} = 1.6 \text{ kN}$	$F_{h1} = 4.59 \text{ m}$	$M_{h1} = 56 \text{ Nm/m}$
$G_{k2} = 1.6 \text{ kN}$	$F_{h2} = 2.48 \text{ m}$	$M_{h2} = 28 \text{ Nm/m}$

Vertikales	Stützlast	Feldmoment	Eingangsmoment
$M_{s1} = 113 \text{ kN}$	$F_{s1} = 27.4 \text{ kN/m}^2$	$M_{s1} = 17 \text{ Nm/m}$	$M_{s1} = 14 \text{ Nm/m}$
$M_{s2} = 1.6 \text{ kN (D)}$	$F_{s2} = 1.1 \text{ kN/m}^2$	$M_{s2} = 0.89 \text{ Nm/m}$	$M_{s2} = 16 \text{ Nm/m}$
$M_{s3} = 1.6 \text{ kN (D)}$	$F_{s3} = 1.1 \text{ kN/m}^2$	$M_{s3} = 0.89 \text{ Nm/m}$	$M_{s3} = 16 \text{ Nm/m}$

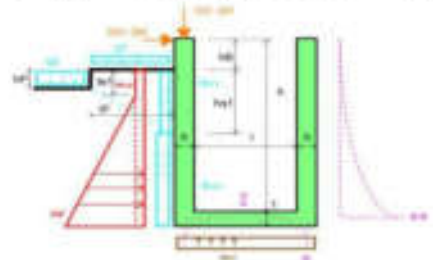
Längscharakteristika			
μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Längscharakteristika			
μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Längscharakteristika			
μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}	μ_{rel}
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schwerkräfte Dimensionierung

Stufe	Schicht	σ_s	σ_c	σ	Marginal
a-a	M_{s1}	126 kN/m	5611 Nm/m	125 kN/m	5611 Nm/m
b-b	N_{s1}	280 kN/m	811 kN/m	280 kN/m	811 kN/m
b-b	N_{s2}	80 kN/m	80 kN/m	80 kN/m	80 kN/m
c-c	M_{s4}	244 kN/m	244 Nm/m	238 kN/m	238 Nm/m



Formeln Biegung: $M_{s1} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A'_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A'_s \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{s1} = b \times k_3 \times d_y \times f_{td}$
 $k_3 = \frac{f_{td}}{k_1} = \frac{M_s}{V_{s1}}$
 $k_4 = \frac{1}{1 + k_1 \times d + k_2 \times d}$
 $k_5 = \frac{60}{15 + D_{max}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stufe	M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}	$d = k_1$	d'	A_s	A'_s	ρ	M_{Rd}	Nachweis $M_{Ed} \leq M_{Rd}$	N_{Ed}	N_{Rd}	V_{Ed}	V_{Rd}	Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	Bemerkung
a-a		5611 Nm	1'000 kN	10 kN	285 mm	65 mm	1'930 cm ²	1'340 cm ²	0.00044	5750 Nm	i.O.	3314 kN	0.00207	6.42072	1376 kN	ref	Biegel
b-b		5611 Nm	1'000 kN	10 kN	285 mm	65 mm	1'930 cm ²	1'340 cm ²	0.00044	5750 Nm	i.O.	3314 kN	0.00207	6.42072	1376 kN	i.O.	
c-c		238 Nm	1'000 kN	10 kN	285 mm	65 mm	1'930 cm ²	1'340 cm ²	0.00044	1376 Nm	i.O.	3314 kN	0.00207	6.42072	1376 kN	i.O.	

Spannungsanalyse Einpaarnormierung (N&M)

$M_{s1} = 121479 \text{ Nm}^2$ $f_{ctk} = 1.174+08$ $M_{s2} = 3279 \text{ Nm}^2$ (50%) $f_{tk} = 14000 \text{ N/mm}^2$ $\rho = 1.8$
 $3F_{s1} = 257046 \text{ Nm}^2$ $F_{s1} = 1.362E+08$ $A_s = 132 \text{ mm}^2$ $\rho_s = 1.4078E-03$ $\rho = 36.08$ **ZIELWERTSACHE $\rho \leq 8$**

Bruchspannung	Stützlast	Nachweis vom Fließen der Armerung
$\sigma_s = 35.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 200.0 \text{ N/mm}^2$ $\leq f_{td} = 80 \text{ N/mm}^2 = 255 \text{ N/mm}^2$	i.O.

Verformungen

$M_{s1} = 5611 \text{ Nm}$	$k_1 = 0.9488185$	$f_{ctk} = 1.9 \text{ N/mm}^2$
Stützlast M	Stützlast M	zulässige Stützlast
$EF_{s1} = 47'053 \text{ Nm}^2$	Anteil 37%	$EF_{s1} = 37'040 \text{ Nm}^2$ Anteil 87%
		$EF_{s1} = 30'632 \text{ Nm}^2$

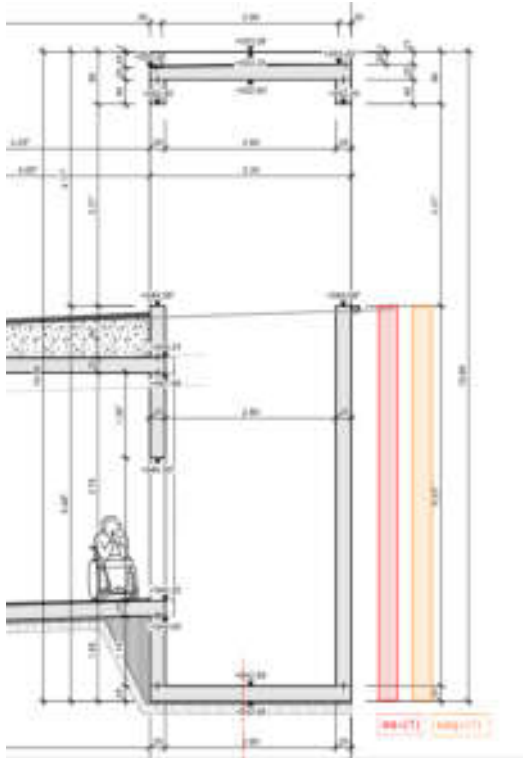
Anteil	Faktor	M	M	I	II	w	DF	w	s/ρ
M_{s1}	0.251	189 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	10 mm	36'612 Nm ²	11.8 mm	5/157
M_{s2}	0.25	208 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	0 mm	36'612 Nm ²	1.8 mm	5/1047
M_{s3}	0.25	46 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	0 mm	36'612 Nm ²	0.7 mm	5/7588
M_{s4}	0.25	856 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	4 mm	36'612 Nm ²	23.9 mm	5/257
M_{s5}	0.333	56 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	0 mm	36'612 Nm ²	1.1 mm	5/1441
M_{s6}	0.11	26 Nm/m	54 Nm/m	4.98 m	121479 Nm ²	0 mm	36'612 Nm ²	0.6 mm	5/8970
Total		Anforderungen für bürgerliche Lastfälle		1/210		10 mm		43.7 mm	5/110 ref

Mischnormierung N&M ZK C1.2017 Fig. 31

Stufe	f_{ctk}	f_{ctm}	k_1	Torsionskraft	width	ρ	ρ	Widerstand Arm.	Nachweis
Stufen	2.0	2.9	0.85	$N_d = 864 \text{ kN}$	0.5 mm	10 mm	232 mm	409 N/mm ² $N_{Rd} = 1'596 \text{ kN}$	i.O.
Wände	2.0	2.9	0.85	$N_d = 864 \text{ kN}$	0.5 mm	10 mm	232 mm	409 N/mm ² $N_{Rd} = 1'596 \text{ kN}$	i.O.

Grosse Einspannarmierung nötig: $\varnothing 26$ $a = 125$ mm. Diese Armierung wird nicht eingelegt und es wird grundsätzlich das räumliche Modell verwendet. Als Sicherheit wird im Sinne eines aussergewöhnlichen Lastfalls (Qacc) die Bewehrung vom U-Profil mit einem Faktor von 1.35 reduziert und diese wird als Anschlussarmierung verbaut: $4250\text{mm}^2/\text{m} / 1.35 = 3150\text{mm}^2/\text{m}$ ($\varnothing 26$ $a = 150$).

6.7.4 Handrechnung Liftwand (Wandstärke UG 30 cm OG 20 cm!)



Biegung Feld

$$M_{d,F} = \frac{(\gamma_G \times e_{ah+} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l^2}{8} = \frac{(1.35 \times 23.2\text{kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3\text{kN/m}^2) \times 3.1\text{m}^2}{8} = 56 \text{ kNm/m}$$

Querkraft Feld

$$V_d = \frac{(\gamma_G \times e_{ah+} + \gamma_Q \times e_{q,ah+}) \times l}{2} = \frac{(1.35 \times 23.2\text{kN/m}^2 + 1.5 \times 10.3\text{kN/m}^2) \times 3.1\text{m}}{2} = 73 \text{ kN/m}$$

Nachweis



BEUGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SA 4.3.3.2

Beton C30/37 $E_{ct} = 30.8 \text{ N/mm}^2$
 Stahl B500B $E_{st} = 205.000 \text{ N/mm}^2$

$k_1 = 0.85$ $\nu_{ct} = 1.2\%$
 $k_2 = 0.425$ $\nu_{st} = 45.2\%$

Formeln Biegung: $M_{Bz} = k_1 \times b \times h \times f_{ct} \times (d - a \times k_2) + A_s \times f_{st} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{st} - A'_s \times f_{st}}{b \times k_2 \times f_{ct}}$

Formeln Querkraft: $V_{Bz} = b \times k_2 \times d \times \nu_{ct}$
 $k_{2d} = \frac{1}{1 + \nu_{st} \times d \times k_2}$
 $k_{3y} = \frac{f_{ct}}{E_{ct}} \times \frac{m_{Bz}}{m_{Bz}}$
 $k_{3y} = \frac{48}{1b + D_{max}}$

Nachweisstelle	M_{Ed}	V_{Ed}	b	h	d	a	A_s	A'_s	M_{Bz}	Nachweis $M_{Ed} \leq M_{Bz}$	V_{Ed}	V_{Bz}	Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Bz}$	Bemerkung
Feld	584Nm	2100Nm	300mm	335mm	80mm	110mm	1100mm ²	1100mm ²	0,0mm	788Nm i.O.	726N/m	8.871N	0,73175	1896N/m i.O.

Verformungen (einfacher Balken):

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{q \times l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(23.2 + 10.3) \times 3.1^4}{33 \times 10^6 \times \frac{0.3m \times .03m^3}{12}} = 1.8mm$$

$$w_\infty \cong 6 \times w_0 = 6 \times 1.8mm = 11mm \rightarrow \frac{l}{300} = 10mm \rightarrow \text{knapp i. O.}$$

Die Südwand funktioniert ebenfalls mit einfachen Handrechnungen → i.O.

7 Aussergewöhnliche Einwirkungen

7.1 Einwirkungen

7.1.1 Anprall

Die Anpralleinwirkungen werden gemäss AB-EBV Anhang 3 berücksichtigt. Die Konstruktion wird der Schutzklasse B zugewiesen.

Abstände und Anprallkräfte Streckenabschnitten mit Weiche

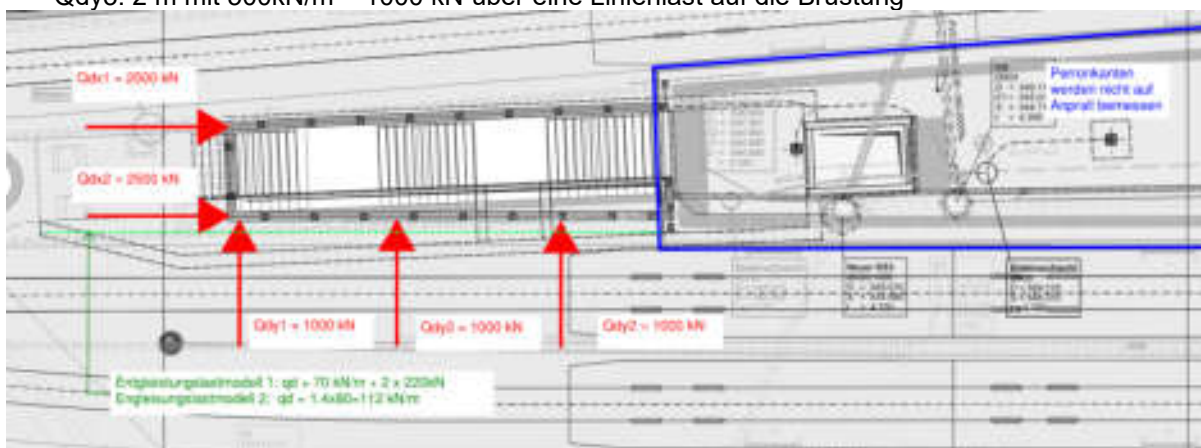
V [km/h]	Grenzab- stand a_G [m]	Anprall- kraft Q_{dx} [MN]	Anprall- kraft Q_{dy} [MN]	Grenzab- stand a_R [m]	Redukti- onsbeiwert $\eta_{a/red}$	Redukti- onsbeiwert η_{LM4}
10 – 20	3,50	1,0	0,4	--	--	0,5
21 – 40	4,00	1,5	0,6	--	--	0,5
41 – 60	5,00	2,0	0,8	4,00	0,8	0,5
61 – 80	6,00	2,5	1,0	5,00	0,7	0,5
> 80	7,00	3,0	1,2	6,00	0,7	0,5

Tabellenwerte Q_{dx} und Q_{dy} für lokbespannte Züge (LM 5). Die Anprallkräfte für Stadt- und Agglomerationsverkehr (LM 4) sind mit dem Umrechnungsfaktor η_{LM4} aus jenen für LM 5 zu bestimmen.

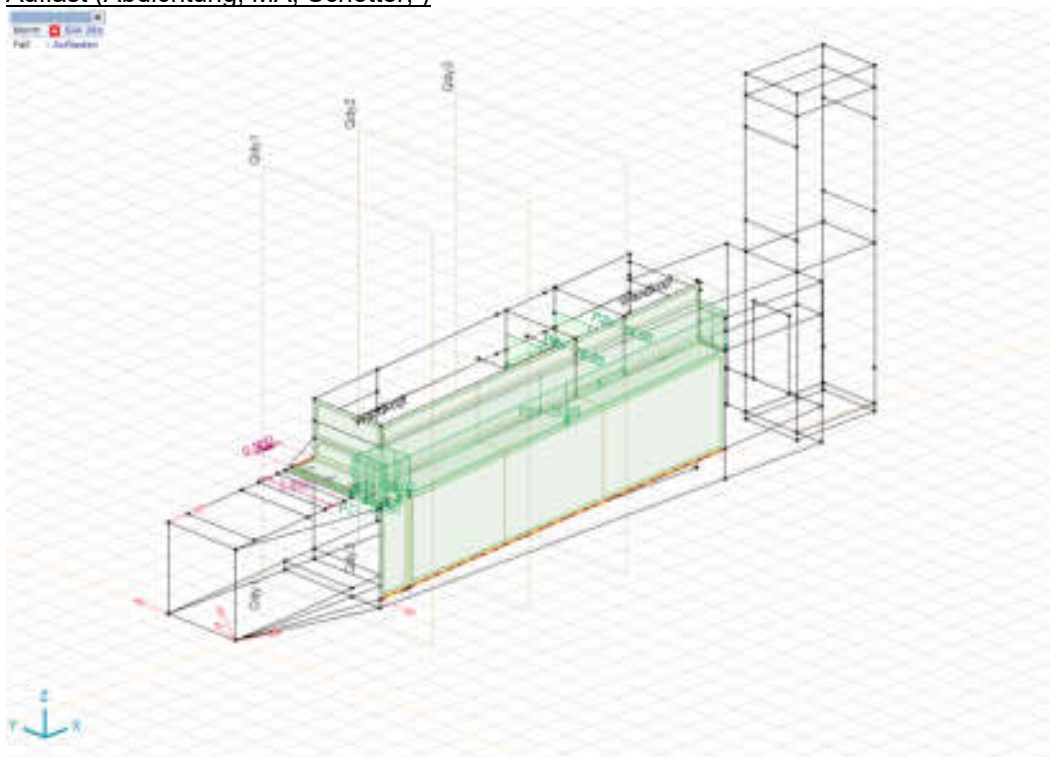
Tabelle 12: Anprallkräfte Meter- und Spezialeisenbahnstrecke mit Weiche

Mögliche Anprallfälle:

- Q_{dx1} : 2500 kN über eine Punktlast in die Wand → Kein Nachweis da die Wand eine grosse Scheibe ist.
- Q_{dx2} : 2500 kN über eine Punktlast in die Brüstung
- Q_{dy1} : 1000 kN über eine Punktlast in die Brüstung
- Q_{dy2} : 2 m mit 500kN/m = 1000 kN über eine Linienlast auf die Brüstung
- Q_{dy3} : 2 m mit 500kN/m = 1000 kN über eine Linienlast auf die Brüstung

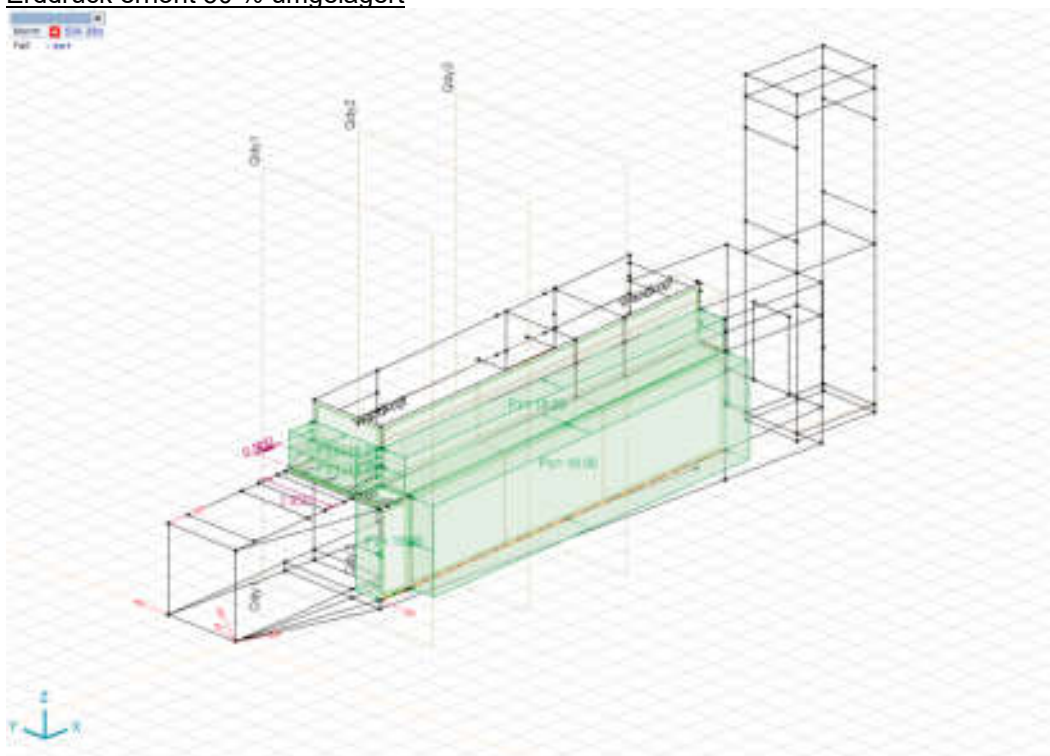


Auflast (Abdichtung, MA, Schotter,)



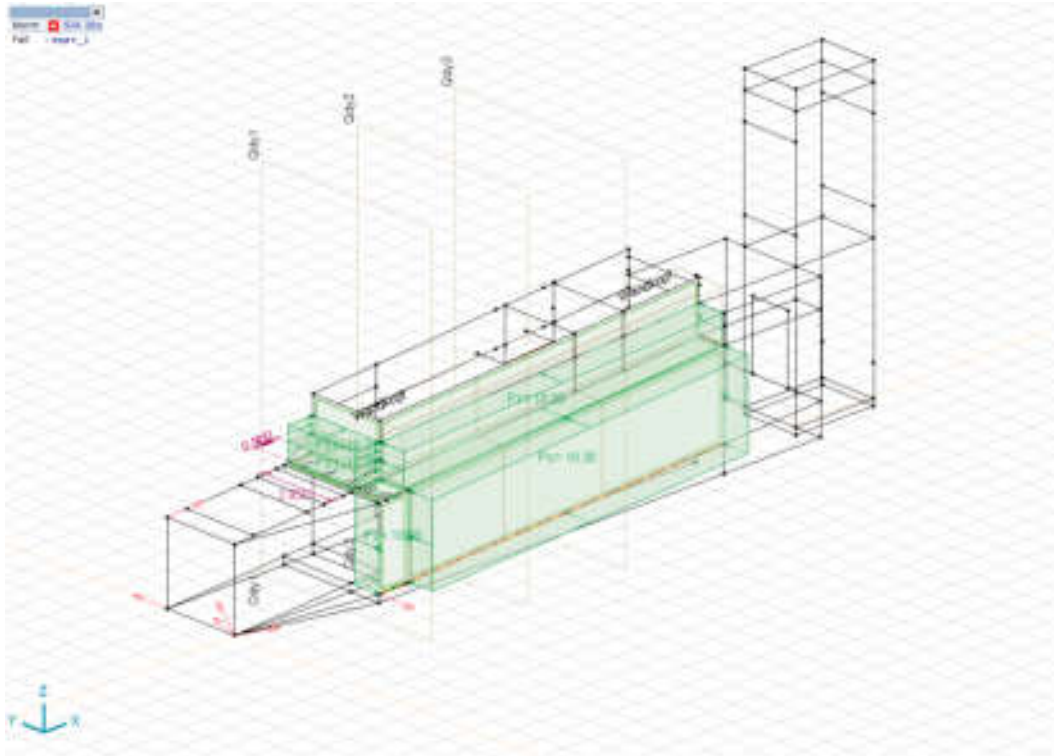
Einwirkungen aus dem Baugrund

Erddruck erhöht 50 % umgelagert

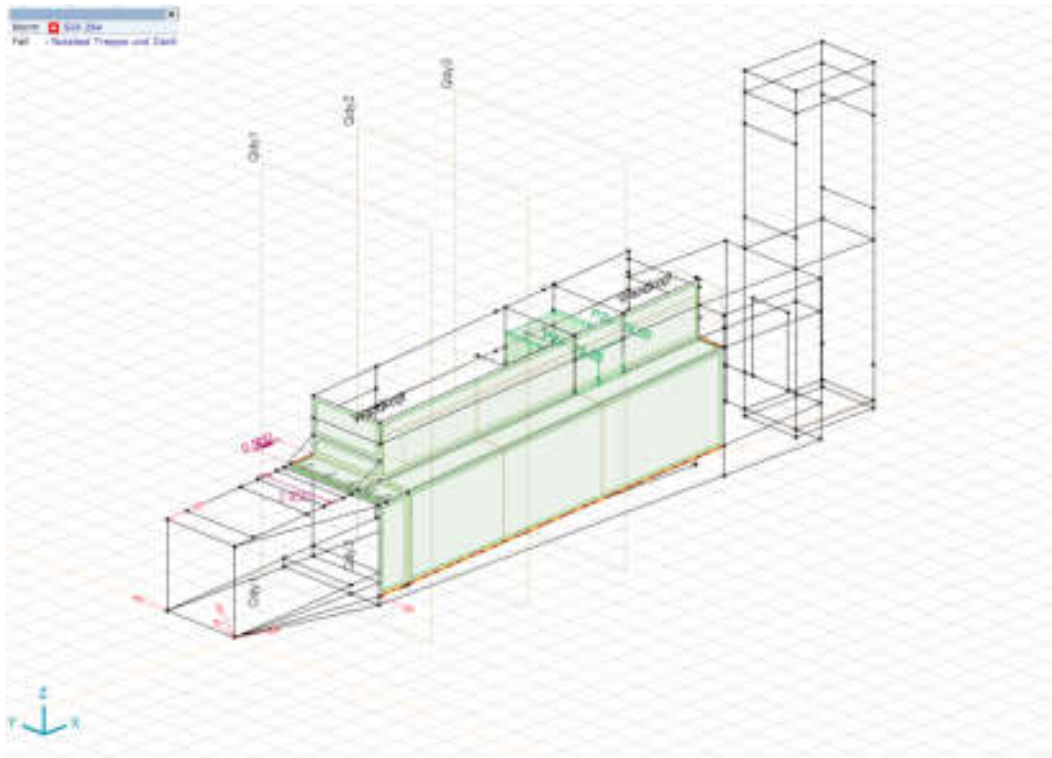


Schmalspurbahn LM 5

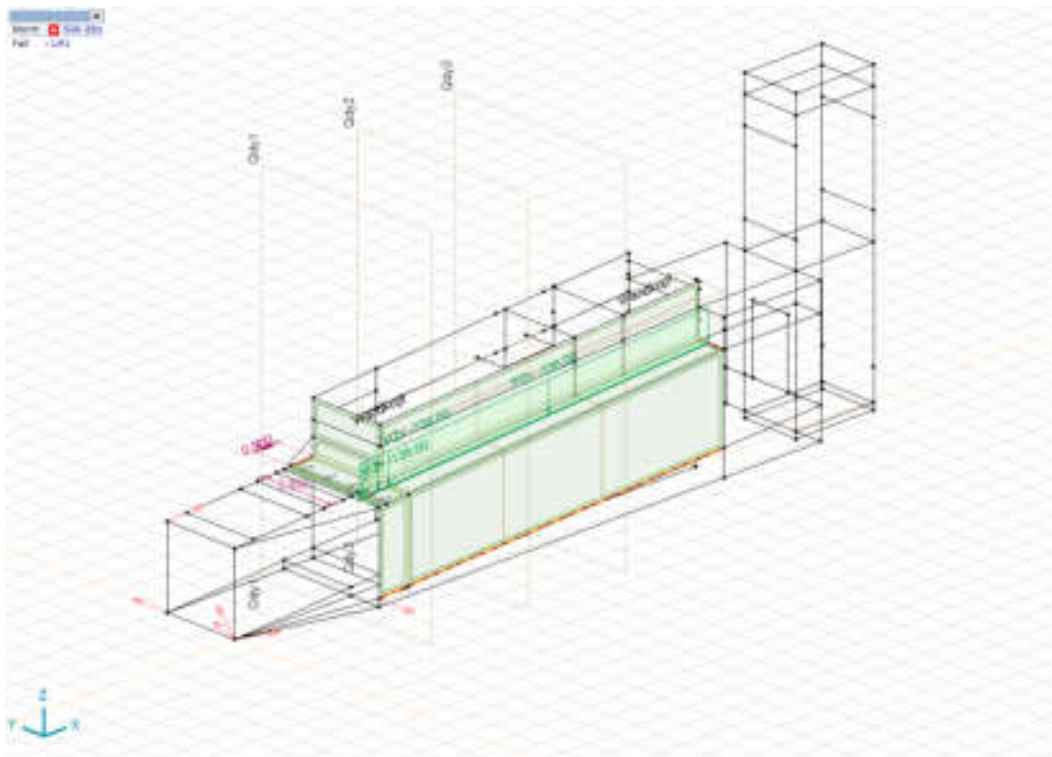
Erddruck aus LM 5 (mit kah +50%)



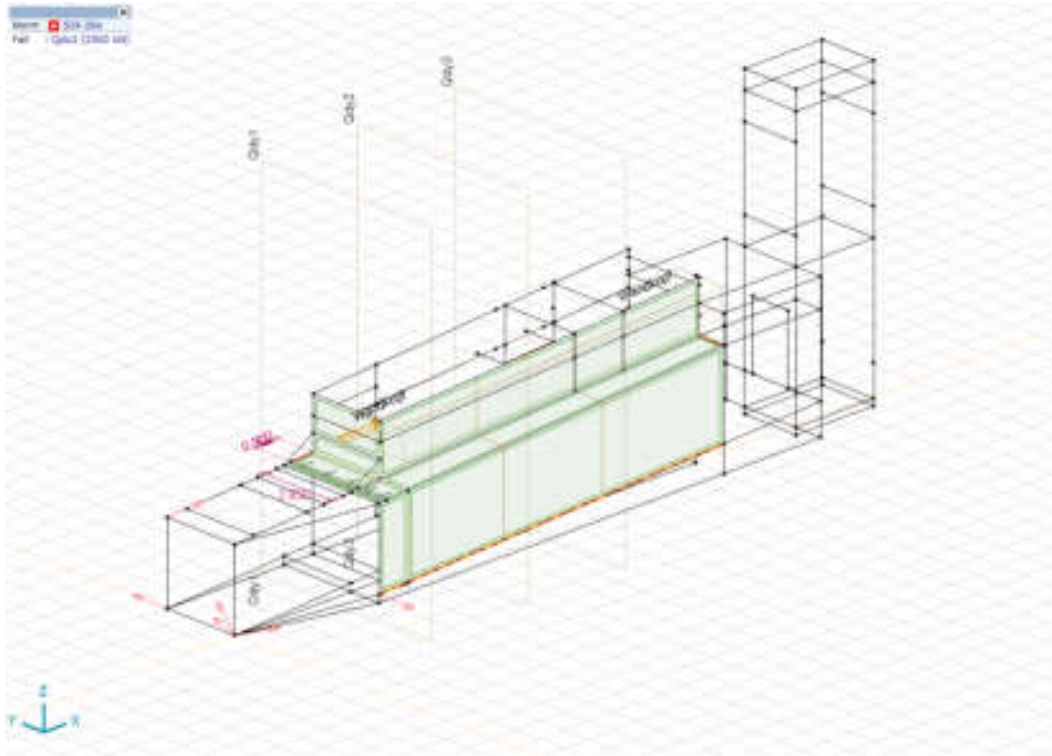
Nutzlast allgemein



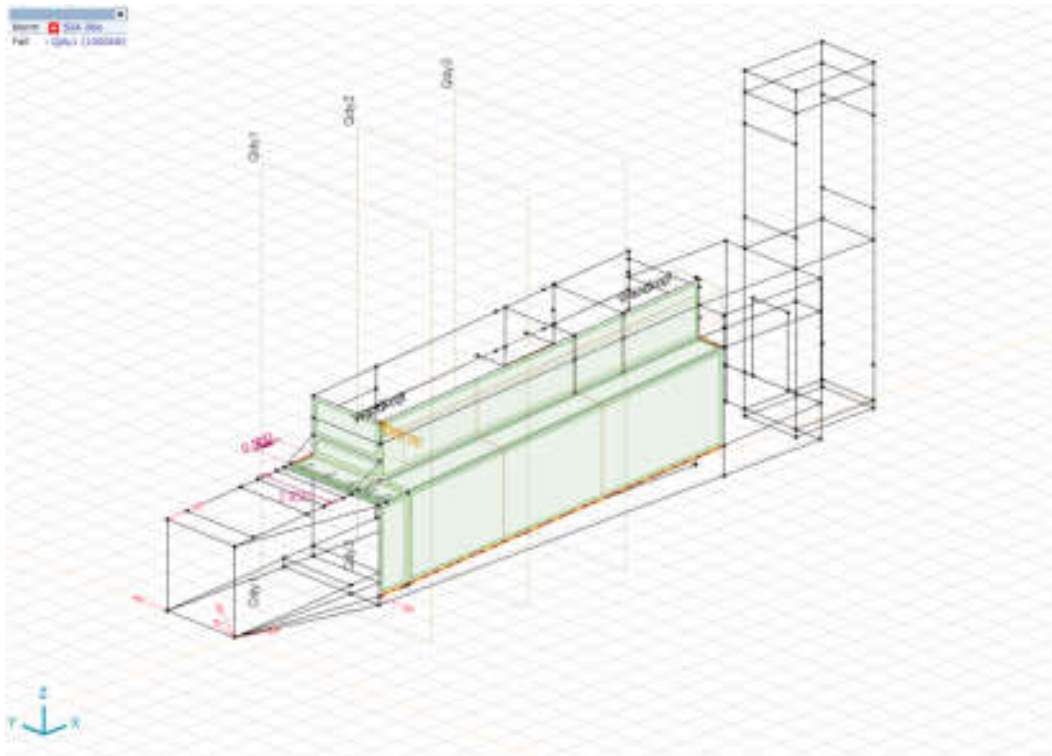
Entgleisung



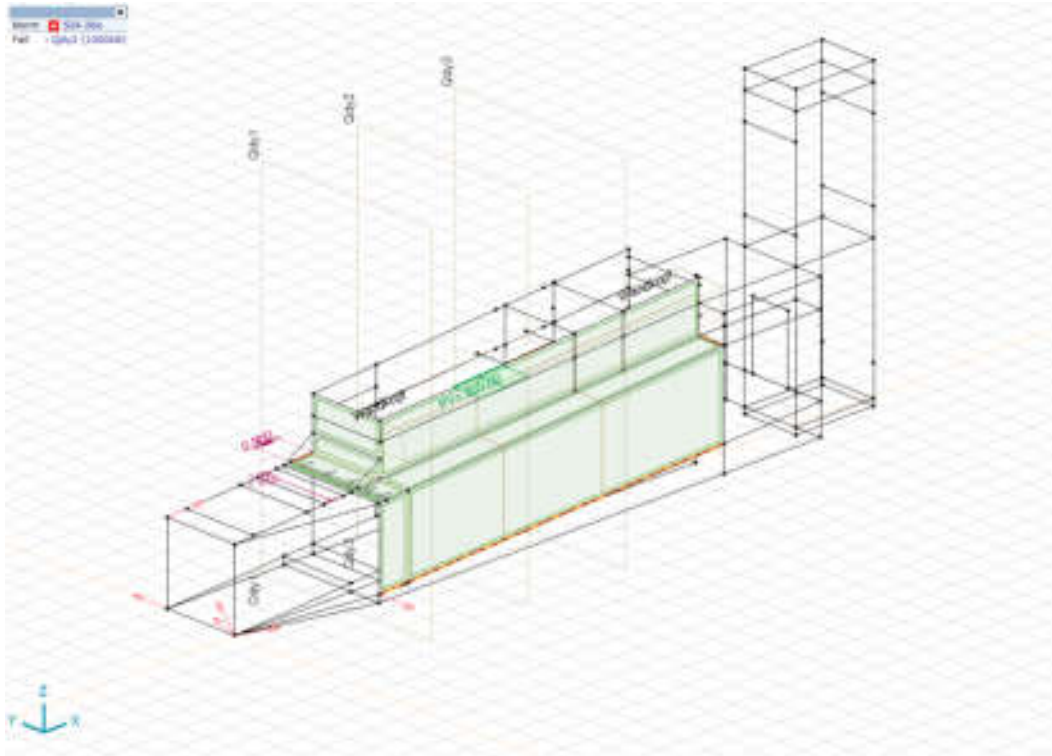
Anprallfall Qdx2



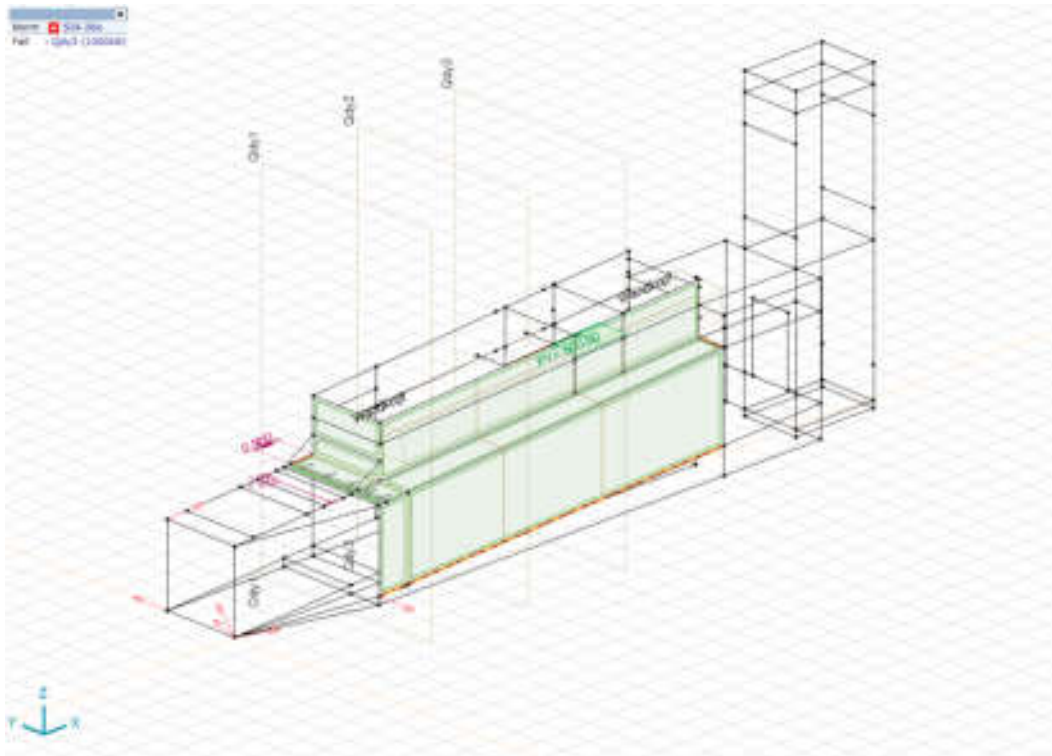
Anprallfall Qdy1



Anprallfall Qdy2



Anprallfall Qdy3





7.2.1 Lastfallkombinationen

Automatische Kombination

Benutzerdefinierte Lastkombinationen aus Lastgruppen

Typ	ständig	LMS	Nutzlast Gebäude	Fahrleitungskräfte	Schnee	Wind	Anprall	Entgleisung
1 ULS (Außergew.)	1,00	1,00	0,70	1,00	0	0	0	1,00
2 ULS (Außergew.)	1,00	1,00	0,70	0	0	0	0	1,00
3 ULS (Außergew.)	1,00	0	0,70	1,00	0	0	0	1,00

Handkombinationen

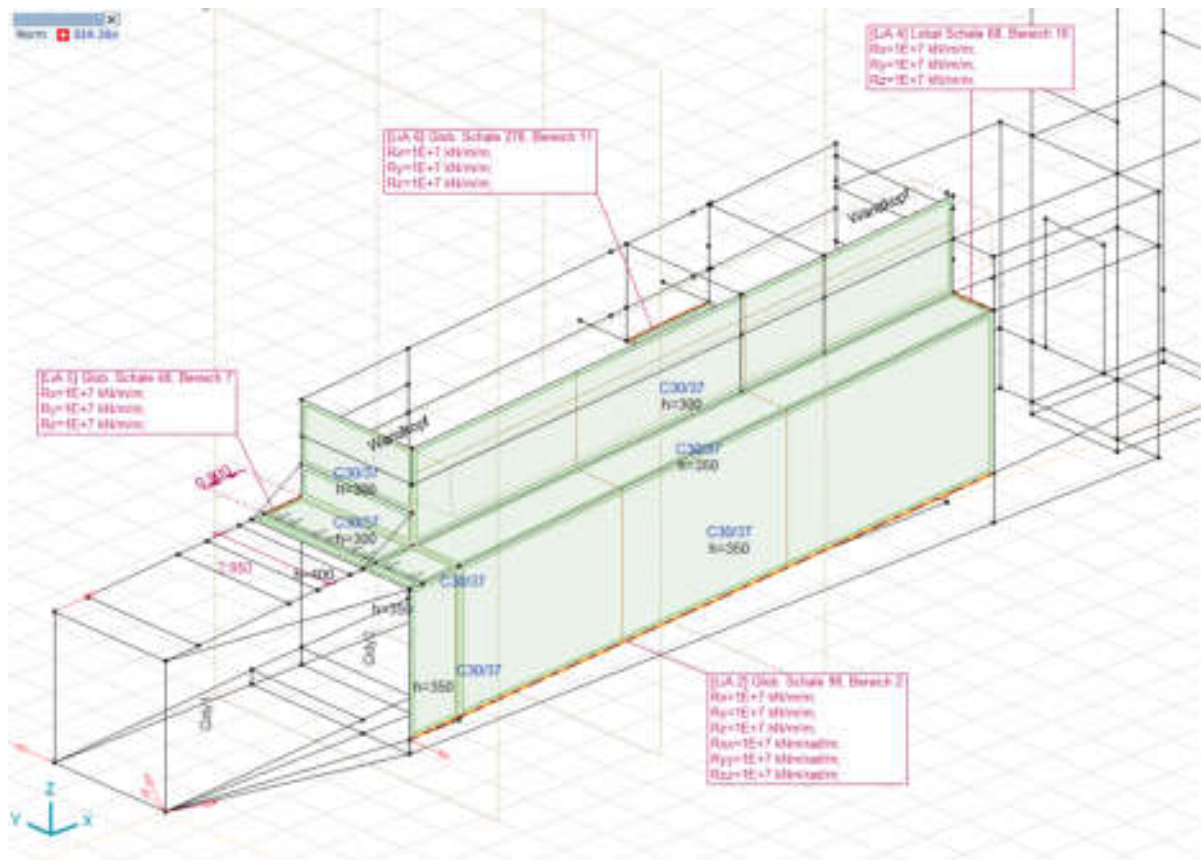
Benutzerdefinierte Lastkombinationen aus Lastgruppen

Typ	ständig	LMS	Nutzlast Gebäude	Fahrleitungskräfte	Schnee	Wind	Anprall	Entgleisung
1 ULS (Außergew.)	1,00	1,00	0,70	1,00	0	0	0	1,00
2 ULS (Außergew.)	1,00	1,00	0,70	0	0	0	0	1,00
3 ULS (Außergew.)	1,00	0	0,70	1,00	0	0	0	1,00

7.3 Modell

Das Modell wurde zur besseren Resultatkontrolle vereinfacht, siehe folgende Abbildung

7.3.1 Übersicht Stärken, Lager und Material



7.3.2 Schnittkräfte

Biegebeanspruchung

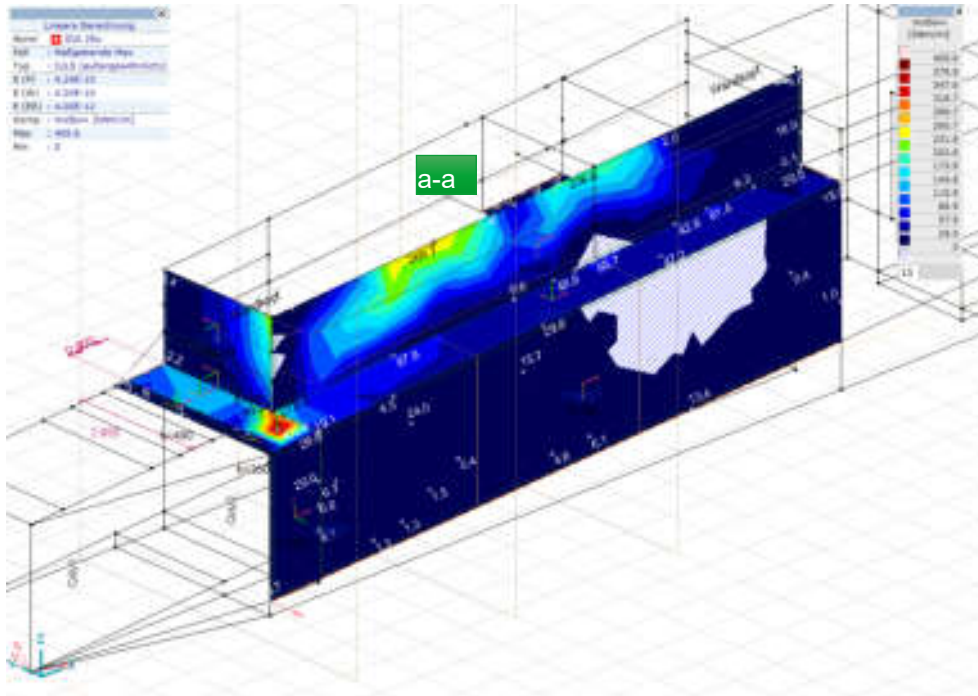


Abbildung 48: Brüstung horizontal innen; Decke / Wand Längs (Verteilarmierung)

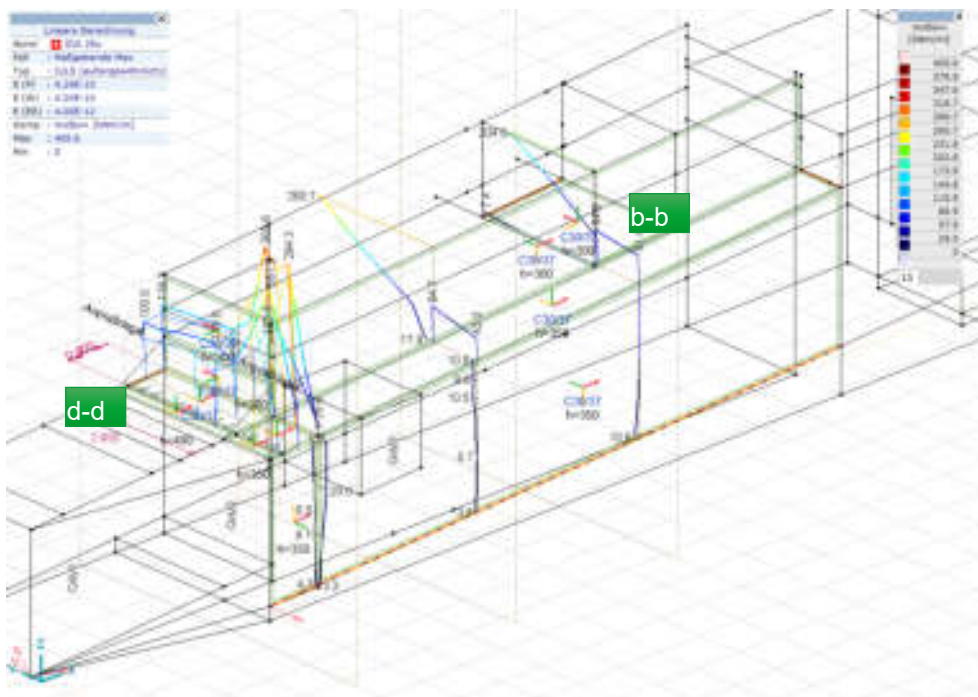


Abbildung 49: Schnitt: Brüstung horizontal innen; Decke / Wand Längs (Verteilarmierung)

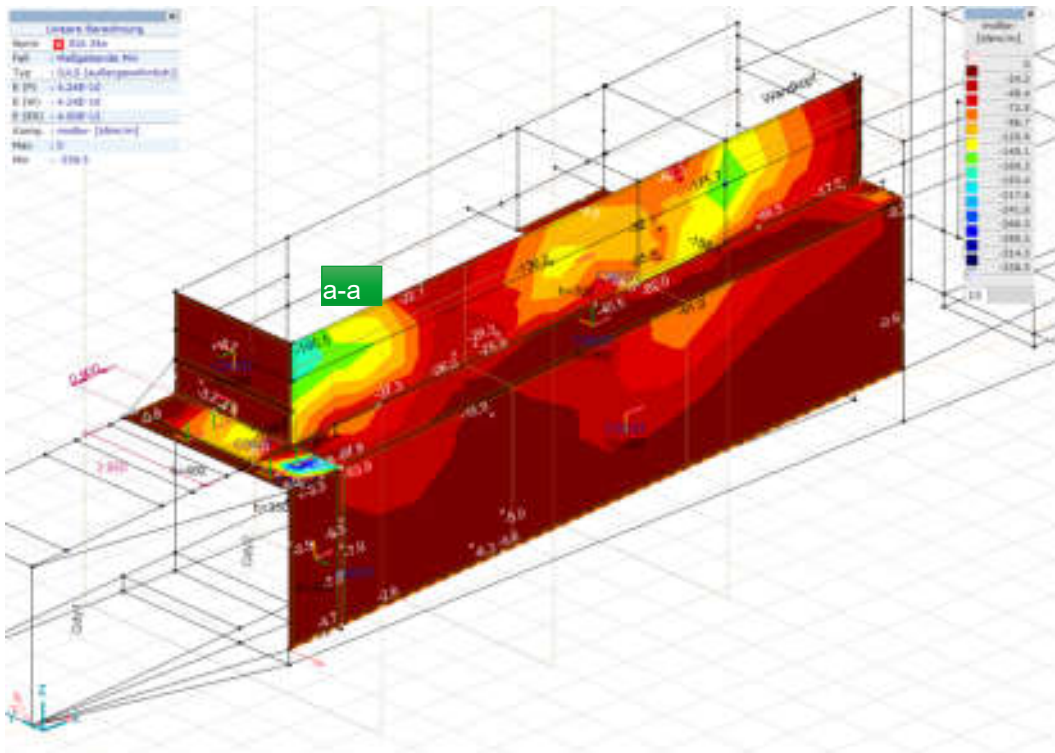


Abbildung 50: Brüstung horizontal aussen; Decke / Wand Längs (Verteilarmierung)

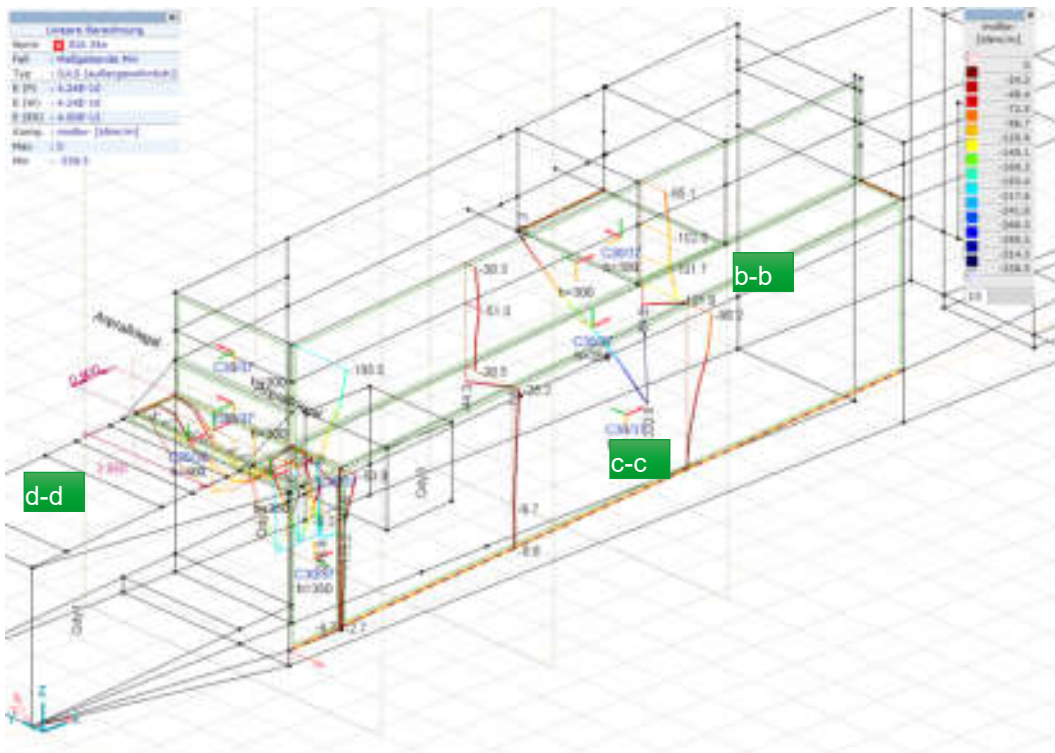


Abbildung 51: Schnitt: Brüstung horizontal aussen; Decke / Wand Längs (Verteilarmierung)

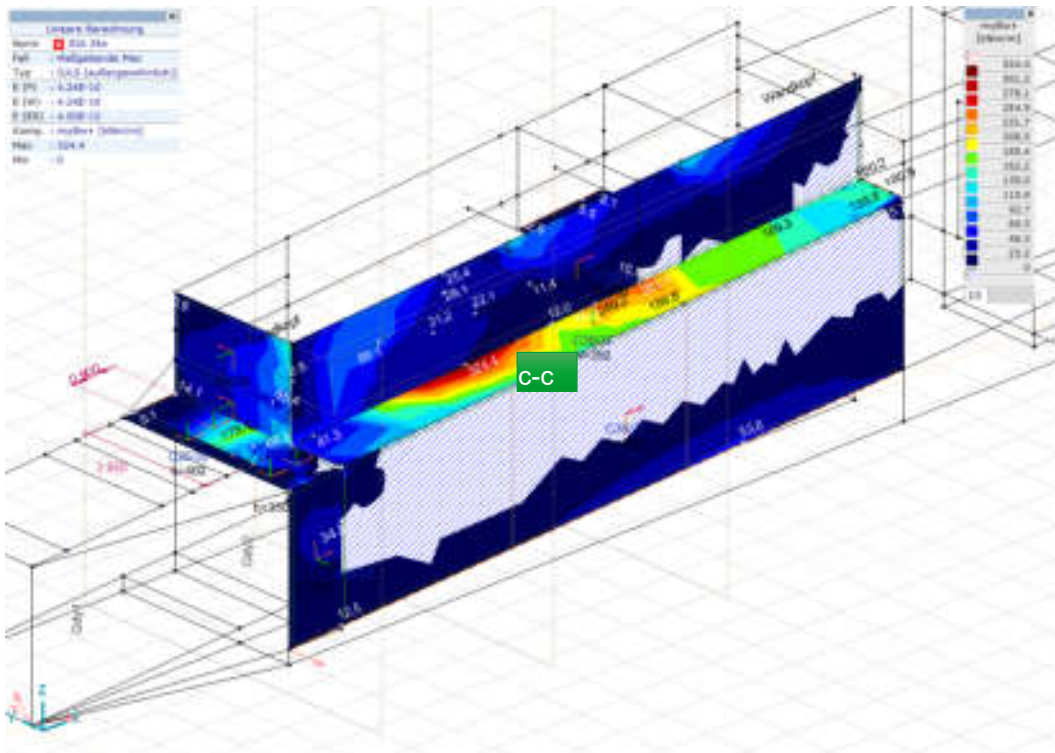


Abbildung 52: Brüstung vertikal innen; Decke quer oben / Wand vertikal innen (Tragarmierung)

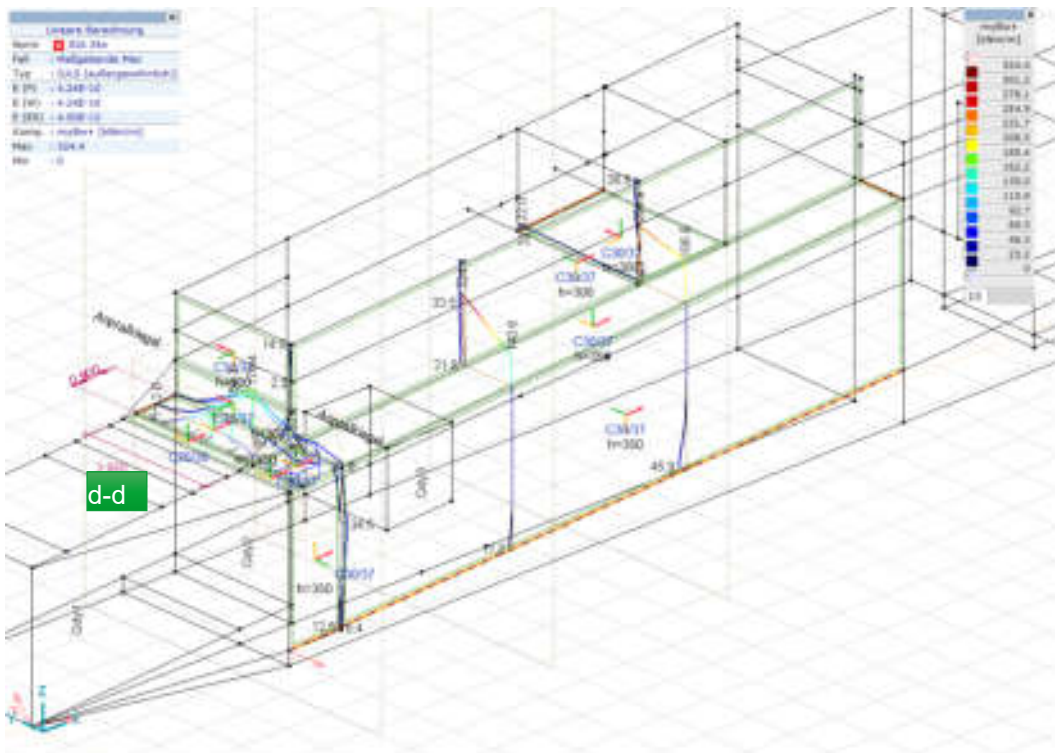


Abbildung 53: Schnitt: Brüstung vertikal innen; Decke quer oben / Wand vertikal innen (Tragarmierung)

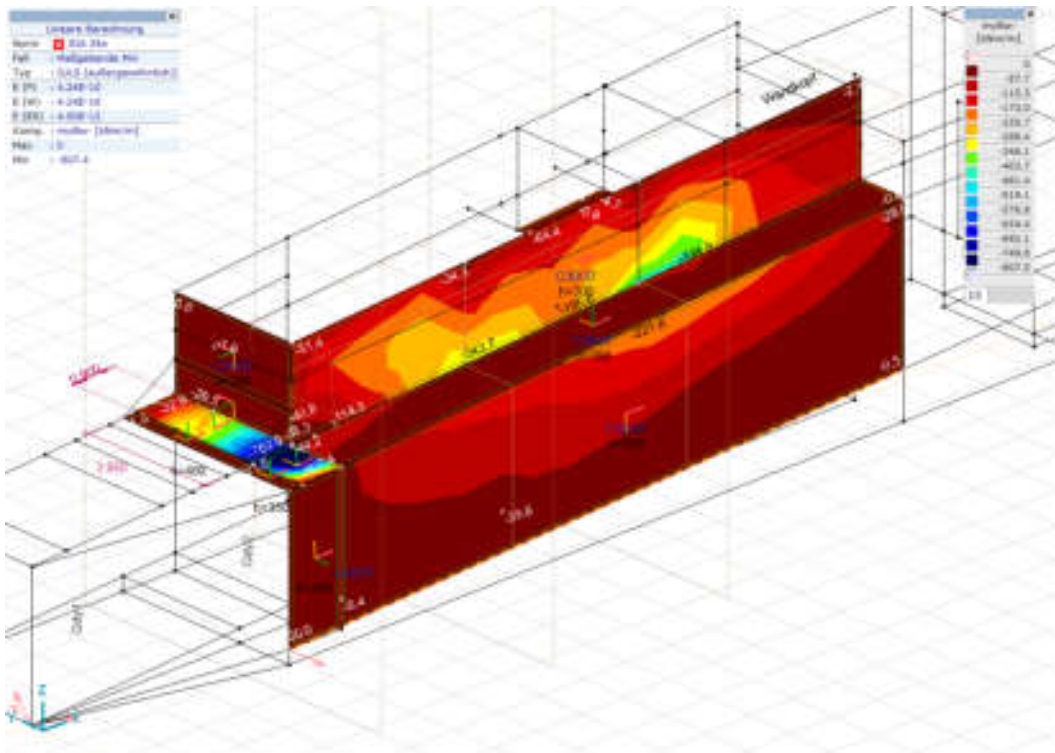


Abbildung 54: Brüstung vertikal aussen; Decke quer unten / Wand vertikal aussen (Tragarmierung)

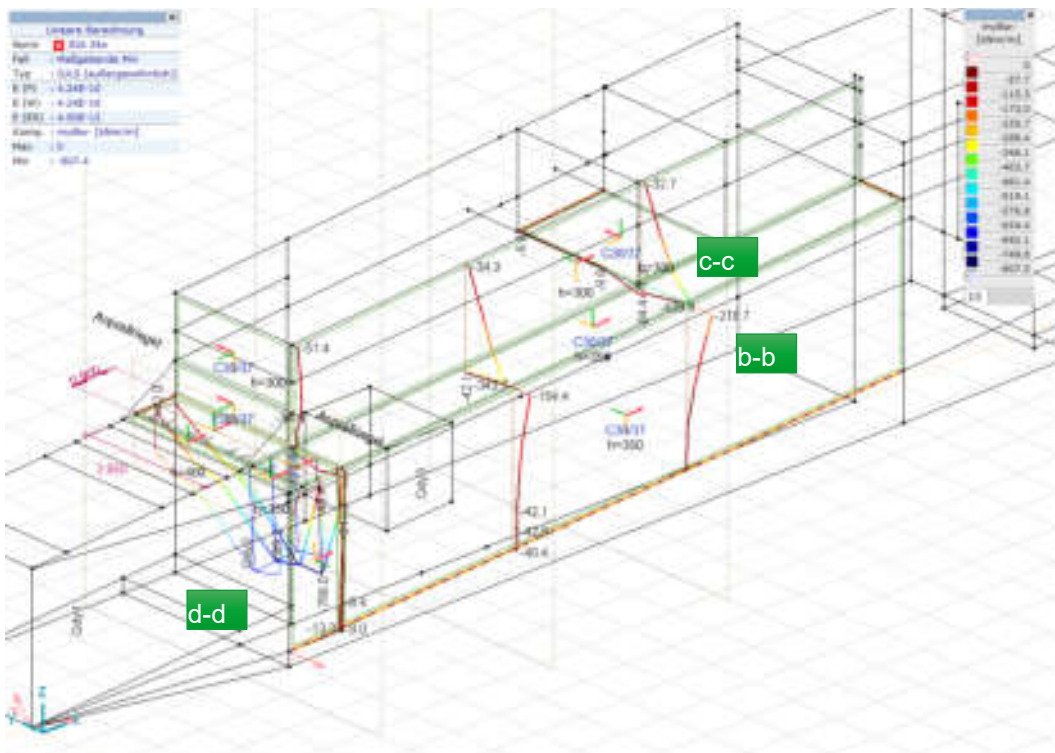


Abbildung 55: Schnitt: Brüstung vertikal aussen; Decke quer unten / Wand vertikal aussen (Tragarmierung)

Querkraft

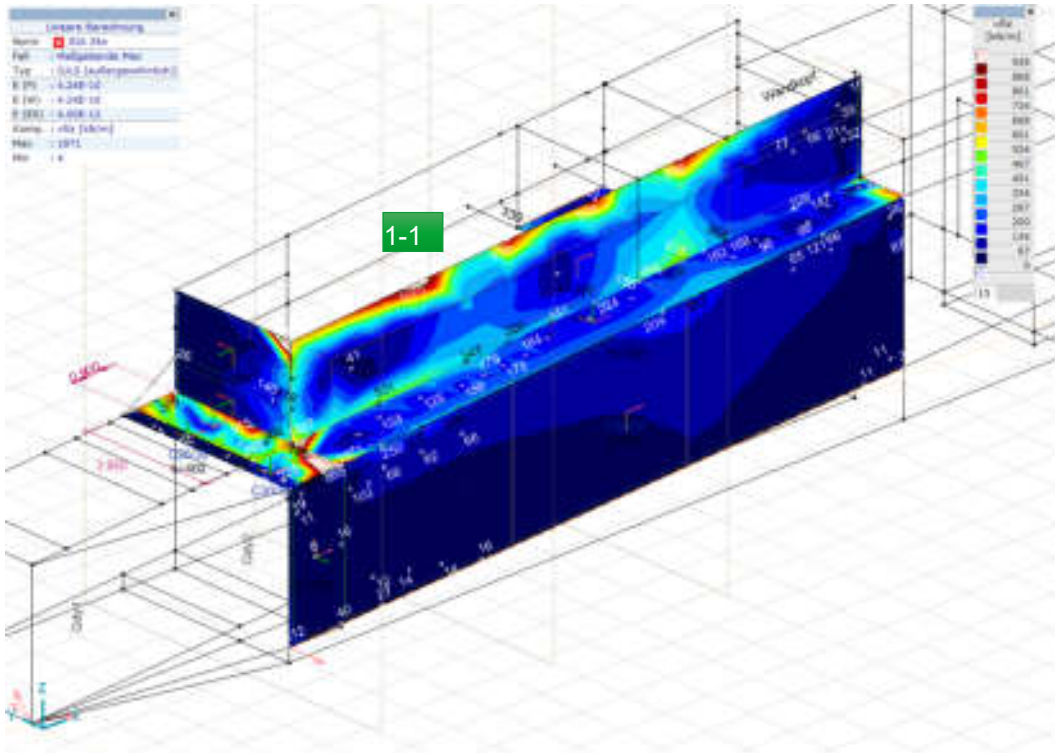


Abbildung 56: Querkraft vd

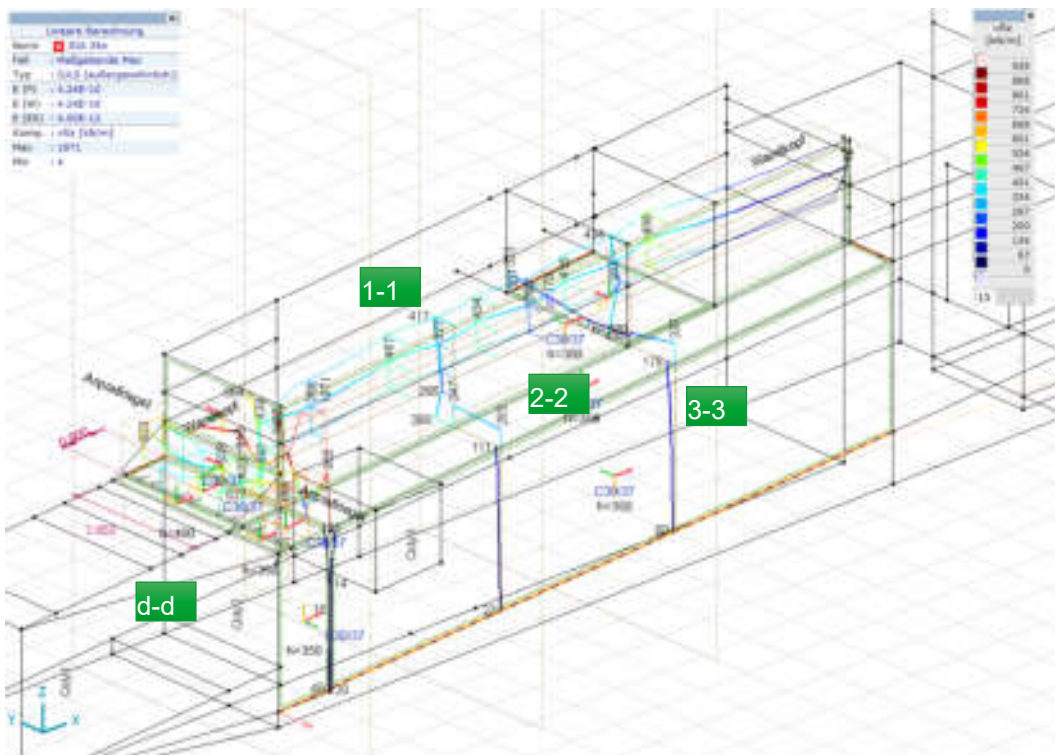


Abbildung 57: Schnitt: Querkraft vd → Brüstungen und Decke voll verbügeln!



7.3.3 Nachweise Brüstungen und Wände

Biegung

Der Nachweis der Biegung erfolgt mit der erhöhten Stahlfestigkeit (+15% x f_{sd}) gemäss SIA 262 Zif. 4.2.2.3. Die Brüstung sowie die kleine Decke muss mit Top 700 armiert werden, damit eine vernünftige Bewehrungsführung möglich ist.

BEUGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SIA 4.3.3.1. **Brüstung mit Top 700 wegen fehlender Bewehrung**

Beton: C35/47, f_{cd} = 20.0 N/mm²
 Stahl: B500B, f_{sd} = 1.1 N/mm², f_{yk} = 500 N/mm², E_s = 205'000 N/mm²

k₁ = 0.80, k₂ = 0.425, k₃ = 1.00, k₄ = 45.0%

Formeln Biegung: $M_{Rd} = k_1 \times z \times b \times f_{cd} \times (d - z \times k_3) + A'_s \times f_{cd} \times (d - d')$
 $z = \frac{A_s \times f_{sd} - A'_s \times f_{cd}}{b \times k_1 \times f_{cd}}$

Formeln Querkraft: $V_{Rd} = b \times k_2 \times d_f \times f_{cd}$, $k_4 = \frac{1}{1 + f_{yk} \times d \times k_3}$, $\sigma_s = \frac{f_{sd}}{k_1} \times \frac{m_d}{m_{Rd}}$, $k_3 = \frac{48}{15 + D_{max}}$

Nachweis	V _d	V _{Rd,c}	V _{Rd,s}	V _{Rd}	V _d	V _{Rd,c}	V _{Rd,s}	V _{Rd}	Nachweis	V _d	V _{Rd,c}	V _{Rd,s}	V _{Rd}	Nachweis
1-1 Brüstung	278 kN/m	1'000 kN/m	846 kN/m	1'846 kN/m	278 kN/m	1'000 kN/m	846 kN/m	1'846 kN/m	i.O.	278 kN/m	1'000 kN/m	846 kN/m	1'846 kN/m	i.O.
2-2 Decken- und Brüstungsstärke	250 kN/m	1'000 kN/m	1'111 kN/m	2'111 kN/m	250 kN/m	1'000 kN/m	1'111 kN/m	2'111 kN/m	i.O.	250 kN/m	1'000 kN/m	1'111 kN/m	2'111 kN/m	i.O.
3-3 Wandstärke	250 kN/m	1'000 kN/m	686 kN/m	1'686 kN/m	250 kN/m	1'000 kN/m	686 kN/m	1'686 kN/m	i.O.	250 kN/m	1'000 kN/m	686 kN/m	1'686 kN/m	i.O.

Querkraft Top 700

Brüstung 1-1 (300 mm Brüstungsstärke)

v_d = 600 kN/m, b = 1000 mm, α = 45°; f_{cd} = 20 N/mm²; k_c = 0.55; z = 0.8x300 = 240 mm:
 $V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin\alpha \times \cos\alpha = 1000 \times 240 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 1'320 \text{ kN} \geq V_d = 600 \text{ kN i.O.}$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times 1.15 \times f_{sd} = \frac{6.6 \times 113}{150} \times 240 \times 1.15 \times 608 = 846 \text{ kN} \geq V_d = 600 \text{ kN i.O.}$$

→ i.O. [Ø12 Bügel 150 mm Abstand beide Richtungen]

Brüstung 2-2 (400 mm Decken- und Brüstungsstärke)

v_d = 600 kN/m, b = 1000 mm, α = 45°; f_{cd} = 20 N/mm²; k_c = 0.55; z = 0.8x400 = 320 mm:
 $V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin\alpha \times \cos\alpha = 1000 \times 320 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 1'760 \text{ kN} \geq V_d = 600 \text{ kN}$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times 1.15 \times f_{sd} = \frac{6.6 \times 113}{150} \times 320 \times 1.15 \times 608 = 1111 \text{ kN} \geq V_d = 600 \text{ kN}$$

→ i.O. [Ø12, a = 150] komplett über die gesamte Brüstung

Wand 3-3 (350 mm Wandstärke); ohne Asw; v_{Rdc} = 180 kN/m

v_d = 250 kN/m, b = 1000 mm, α = 45°; f_{cd} = 20 N/mm²; k_c = 0.55; z = 0.8x350 = 280 mm:
 $V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin\alpha \times \cos\alpha = 1000 \times 280 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 1'540 \text{ kN} \geq V_d = 600 \text{ kN}$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times 1.15 \times f_{sd} = \frac{6.6 \times 113}{150} \times 280 \times 1.15 \times 435 = 686 \text{ kN} \geq V_d = 250 \text{ kN}$$

→ i.O. [Ø12, a = 150] die obersten 1 m

7.3.4 Riegel bei Fahrleitungsmast (b = 1.0; h = 1.25 m)

Schnittkräfte d-d, siehe vorne

$M_{yd} = -200 \text{ kNm} / 800 \text{ kNm}$; $M_{xd} = + 320 \text{ kNm/m} / - 400 \text{ kNm/m}$

$N_{yd} = +/- 1500 \text{ kN}$; $N_{xd} = +/- 800 \text{ kN}$

$V_{zd} = +/- 1200 \text{ kN}$

Biegenachweise

Tragrichtung:

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sk}} + \frac{N_d}{2 \times f_{sk}} = \frac{800'000'000}{0.85 \times 1100 \times 500 \text{ N/mm}^2} + \frac{1'500'000}{2 \times 500} = 3400 \text{ mm}^2 \rightarrow 8\phi 26$$

Querrichtung:

$$A_s = \frac{m_d}{0.85 \times d \times f_{sk}} + \frac{n_d}{2 \times f_{sk}} = \frac{400'000'000}{0.85 \times 1050 \times 500 \text{ N/mm}^2} + \frac{800'000}{2 \times 500} = 1969 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi 20 a = 150$$

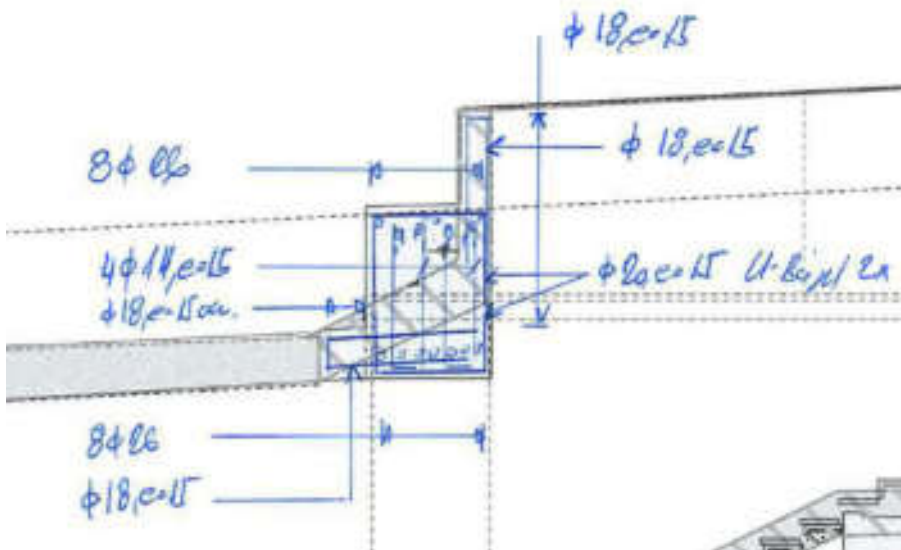
Querkraft

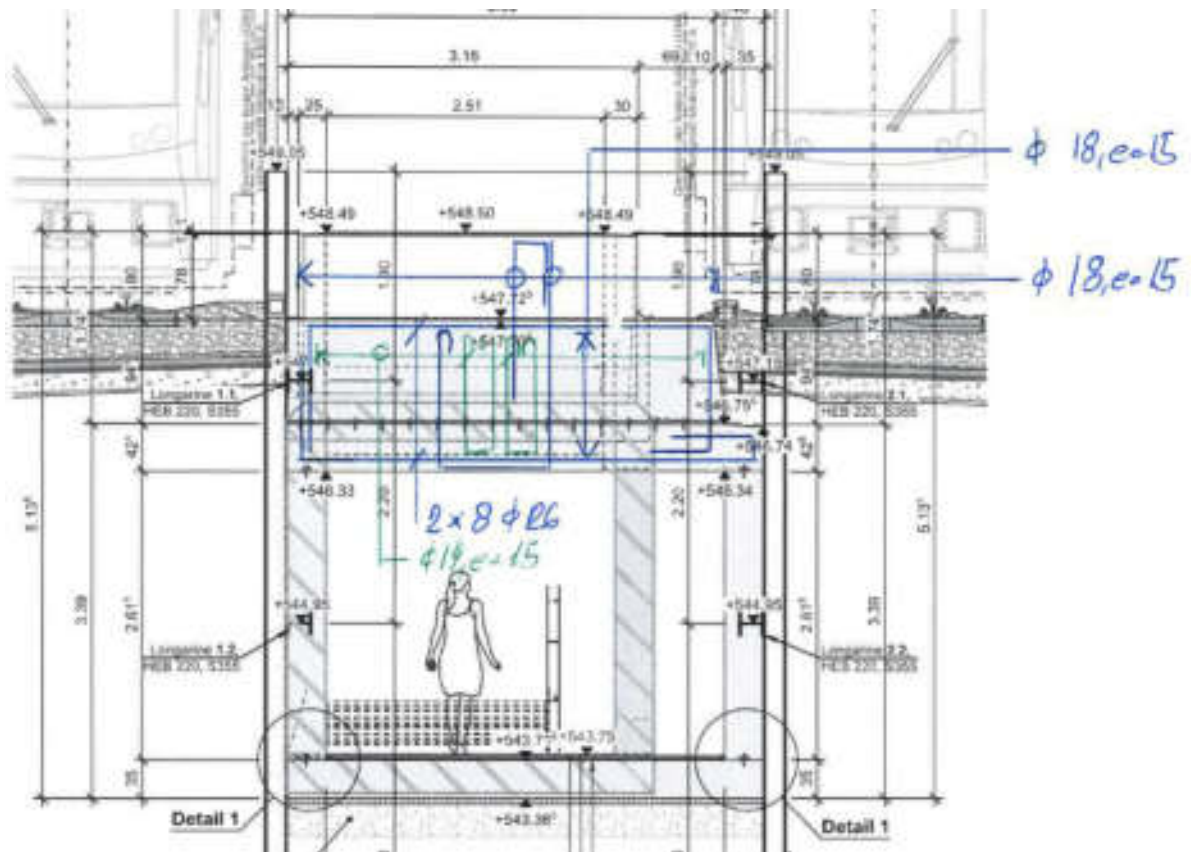
$V_d = 1200 \text{ kN}$, $b = 1000 \text{ mm}$, $\alpha = 45^\circ$; $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$; $k_c = 0.55$; $z = 0.8 \times 1150 = 920 \text{ mm}$:

$$V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin \alpha \times \cos \alpha = 1000 \times 920 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 5'060 \text{ kN} \geq V_d = 1200 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times 1.15 \times f_{sd} = \frac{4 \times 154}{150} \times 920 \times 1.15 \times 435 = 1890 \text{ kN} \geq V_d = 1200 \text{ kN}$$

2 Bügel $\phi 14$ a = 15 cm (ausreichend Reserven)





7.3.5 Übertragung Anpralllasten in den Baugrund bzw. die Konstruktion

Auflagerkräfte Vertikal

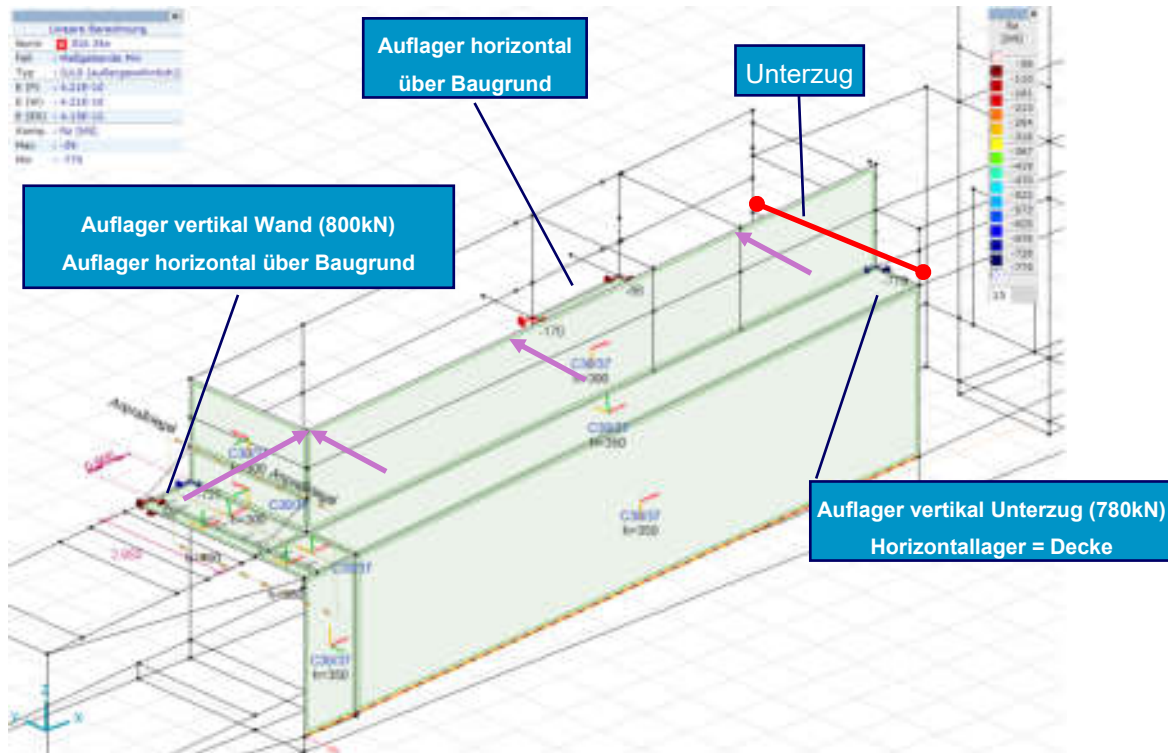


Abbildung 58: Auflagerkräfte vertikal

Die Reaktion, welche direkt über die Wände abgetragen werden, Podest und Verstärkung, werden nicht nachgewiesen.

Abfangung Reaktion über Unterzug (einfacher Balken); $b = 30 \text{ cm}$; $h = 0.7 \text{ m}$

Biegung

$$M_{d,F} = \frac{Q_{acc} \times a \times b}{l} = \frac{780 \text{ kN} \times 0.8 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}}{4.0 \text{ m}} = 500 \text{ kNm}$$

Querkraft Feld

$$V_d = \frac{Q_{acc} \times b}{l} = \frac{780 \text{ kN} \times 3.2 \text{ m}}{4.0 \text{ m}} = 624 \text{ kN}$$

Nachweise

Bewehrung ($d = 620 \text{ mm}$):

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sk}} = \frac{500'000'000}{0.85 \times 620 \times 500 \text{ N/mm}^2} = 1900 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\emptyset 26$$

Querkraft:

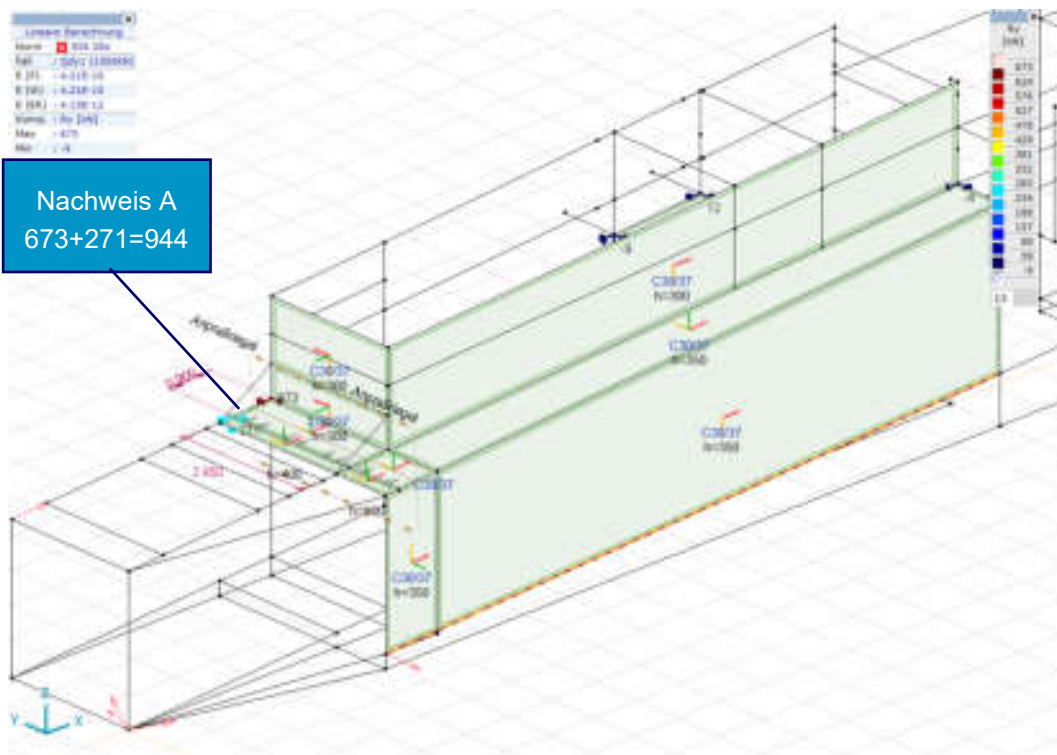
$V_d = 624 \text{ kN}$, $\alpha = 45^\circ$; $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$; $k_c = 0.55$; $z = 0.9 \times 620 \text{ mm} = 558$

$$V_{Rd,c} = b \times z \times k_c \times f_{cd} \times \sin \alpha \times \cos \alpha = 300 \times 558 \times 0.55 \times 20 \times 0.5 = 921 \text{ kN} \geq V_d = 624 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{sk} = \frac{2 \times 154}{125} \times 558 \times 500 = 687 \text{ kN} \geq V_d = 624 \text{ kN} \rightarrow i. O. [\text{Ø}14, a = 125]$$

Auflagerkräfte Horizontal

Qdy1



Erdwiderstand:

Die Anpralllast wird über den passiven Erddruck in den Baugrund übertragen (somit entstehen auch relativ hohe Verformungen). $\phi = 29^\circ$, $K_{ph} = 4.5$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

$$ep1 = \gamma \times h \times k_{ph} = 19.5 \times 0.8 \text{ m} \times 4.5 = \frac{70 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

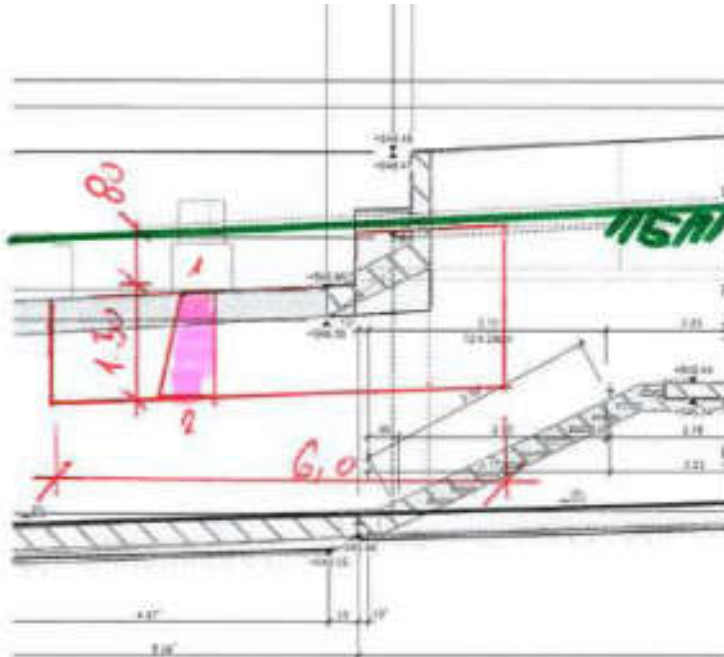
$$ep2 = \gamma \times h \times k_{ph} = 19.5 \times 2.3 \text{ m} \times 4.5 = \frac{201 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_p = \frac{ep1 + ep2}{2} \times h \times b = \frac{70 + 201}{2} \times 1.5 \text{ m} \times 6.0 \text{ m} = 1'219 \text{ kN} \geq R_{acc} = 944 \text{ kN}$$

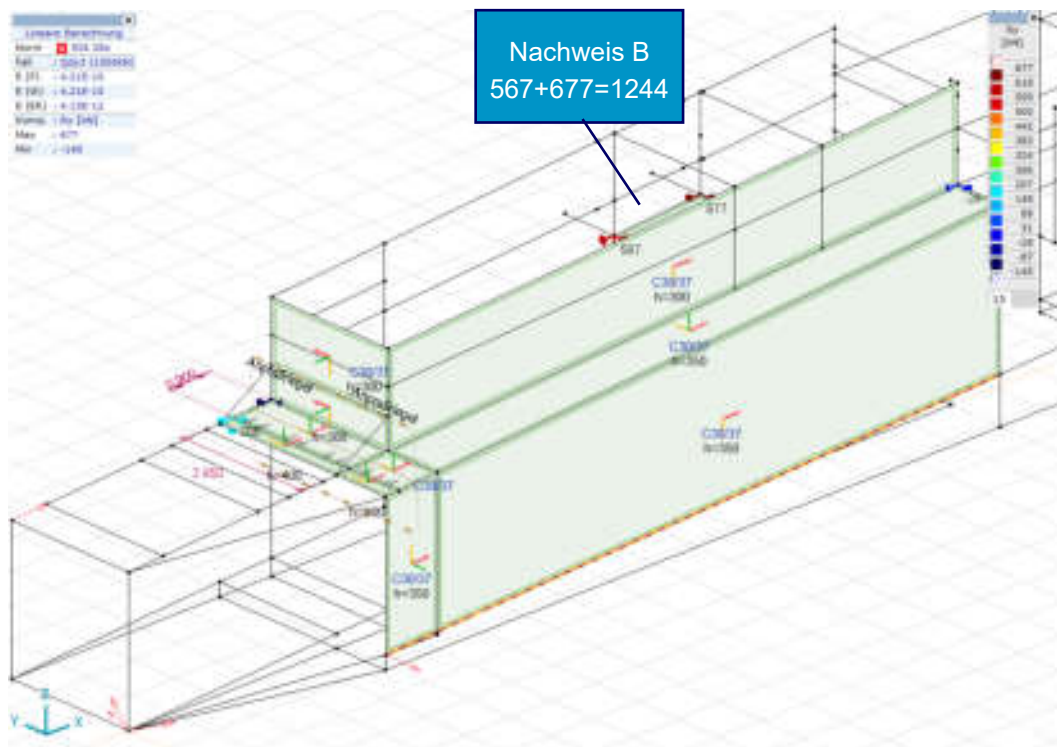
Querkraft über Wand (direkte Kraftübertragung bei Decke $h=35\text{cm}$ und Wandstärke $t=35 \text{ cm}$):

$$v_d \approx (h - d - t) \times \frac{200 \text{ kN}}{\text{m}^2} = (1.5 \text{ m} - 0.35 \text{ m} - 0.35 \text{ m}) \times \frac{200 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 150 \text{ kN/m} \leq v_{Rd}$$

Siehe Abschnitt 6.4.1



Qdy2



Die Anpralllast wird über den passiven Erddruck in den Baugrund übertragen (somit entstehen auch relativ hohe Verformungen). $\phi = 29^\circ$, $K_{ph} = 4.5$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$. Ausbreitung im Boden über $2B$, vgl. Lang Huder «schmale Druckflächen bzw. Gewölbewirkung)

$$ep1 = \gamma \times h \times k_{ph} = 19.5 \times 0 \text{ m} \times 4.5 = \frac{0 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

$$ep2 = \gamma \times h \times k_{ph} = 19.5 \times 2.3 \text{ m} \times 4.5 = \frac{201 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

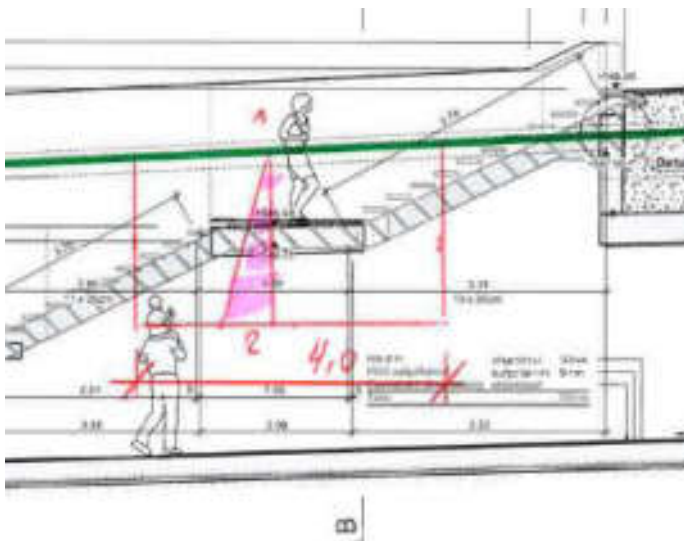
$$E_p = \frac{ep1 + ep2}{2} \times h \times 2b = \frac{0 + 201}{2} \times 2.3 \text{ m} \times 8.0 \text{ m} = 1848 \text{ kN} \geq R_{acc} = 1244 \text{ kN}$$

Querkraft über Wand (direkte Kraftübertragung bei Wand $t=35 \text{ cm}$):

$$v_d \approx (h - t) \times 2 \times \frac{200 \text{ kN}}{\text{m}^2} = (1.0 \text{ m} - 0.35 \text{ m}) \times 2 \times \frac{200 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 260 \text{ kN/m}$$

Querkraftarmierung nötig:

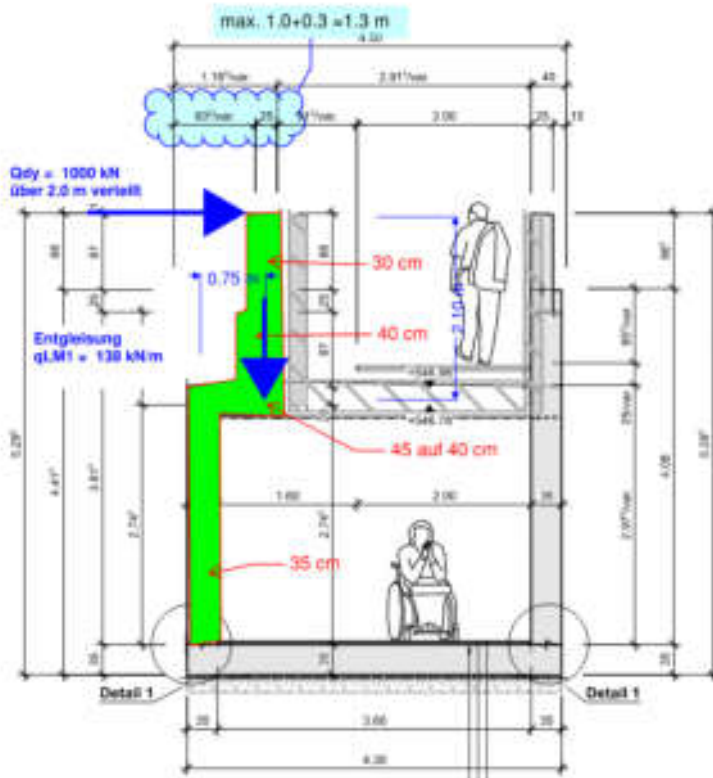
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{sk} = \frac{6.66 \times 78.5}{150} \times 261 \times 500 = 909 \text{ kN} \geq V_d = 260 \text{ kN} \rightarrow i. O. [\text{Ø}10, a = 150]$$



7.4 Handkontrolle Anprall quer auf Brüstung

Verteilung der Anpralllast über 2.0 m beim Aufschlagpunkt und über die Brüstungshöhe von rund 2.10 m (theoretisch 45° gemäss Plattentheorie möglich, siehe Skript Thürlimann).

$$B = 2.0 \text{ m} + 2 \times 2.0 \text{ m} = 6.0 \text{ m}$$



7.4.1 Modell, Lasten und Schnittkräfte

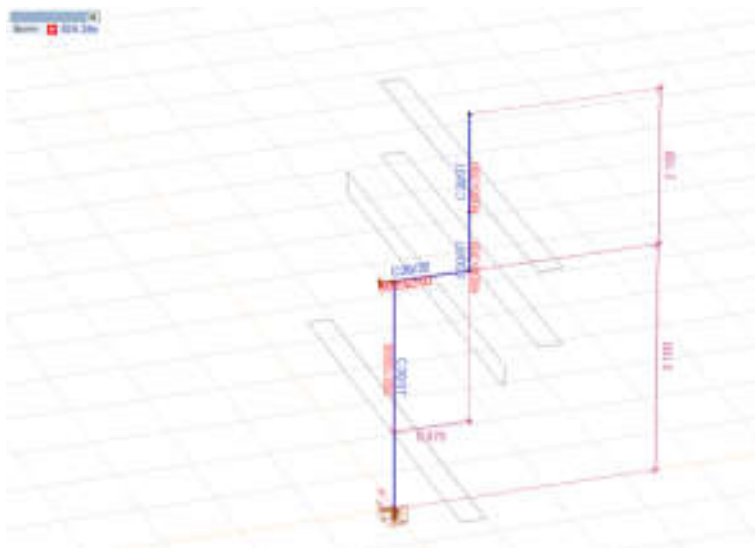


Abbildung 59: Struktur

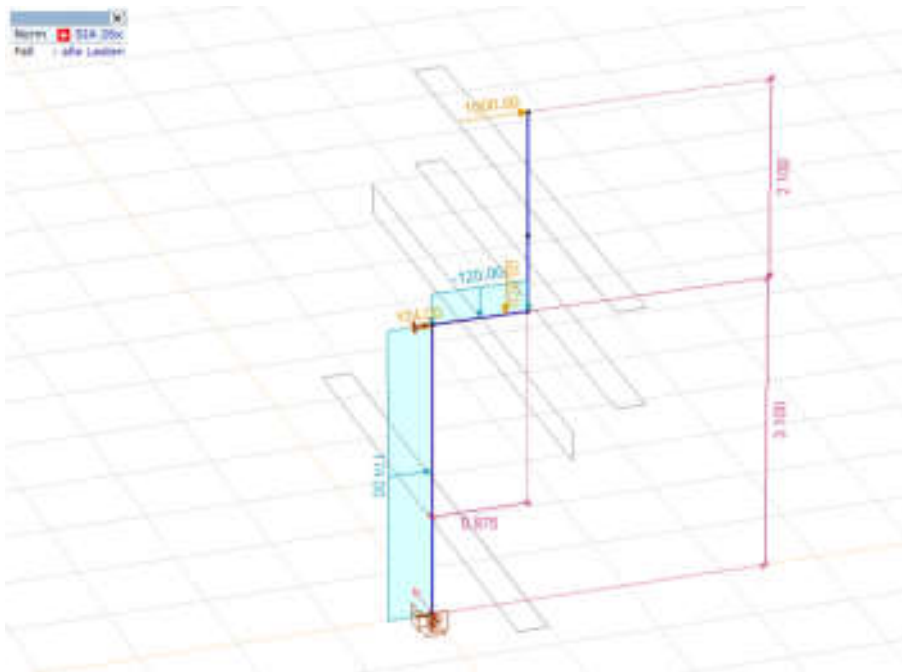


Abbildung 60: Einwirkungen

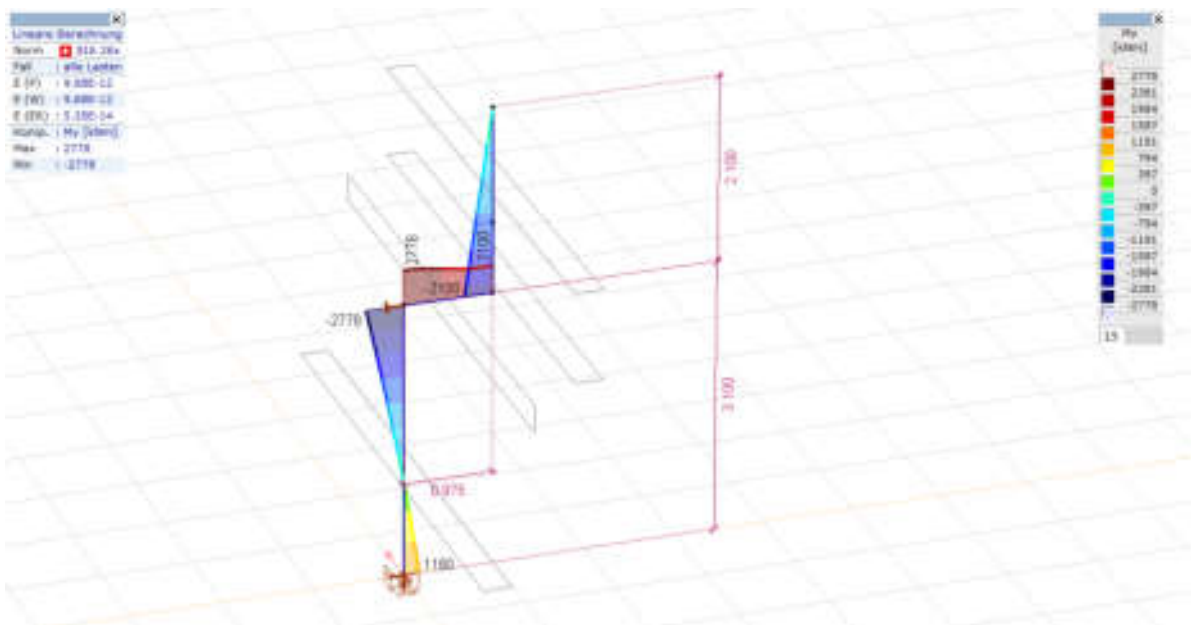


Abbildung 61: Biegemoment

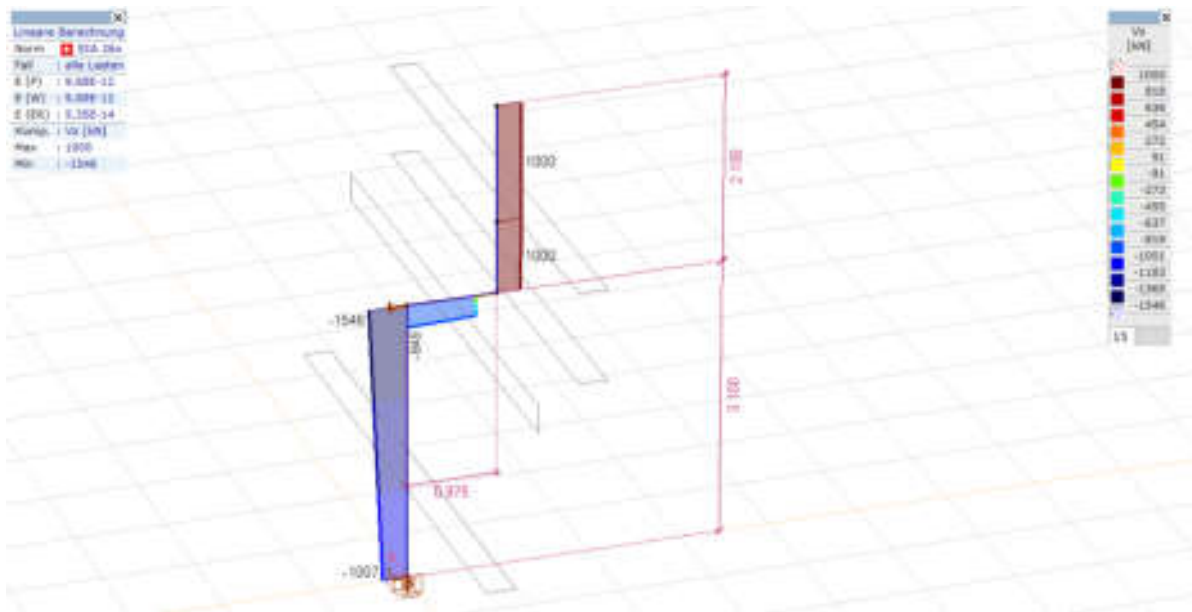


Abbildung 62: Querkraft

Schnittkräfte

Biegung:

- Einspannung Brüstung: $m_d = 2100 \text{ kNm} : 6 \text{ m} = 350 \text{ kNm/m}$
- Einspannung Wand: $m_d = 2780 \text{ kNm} : 6 \text{ m} = 463 \text{ kNm/m}$
 → Die Anpralllast wird über die Decke noch weiter verteilt;

$$m_d = \left(\frac{2100 \text{ kNm} \times 6 \text{ m}}{8 \text{ m}} + (2780 - 2100 \text{ kNm}) \right) \div 6 \text{ m} = 375 \text{ kNm/m}$$

Höheres Biegemoment als räumliches Model (Da Brüstung nicht als Träger wirkt!):

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sk}} + \frac{n_d}{2 \times f_{sk}} = \frac{375'000'000}{0.85 \times 370 \times 500 \text{ N/mm}^2} + \frac{200'000}{2 \times 500} = 2584 \text{ mm}^2 \rightarrow \varnothing 22 \text{ a} = 150$$

Querkraft:

- Brüstung: $1000 \text{ kN} / 2 \text{ m} = 500 \text{ kN/m}$
- Decke: $945 \text{ kN} / 6 \text{ m} = 158 \text{ kN/m}$
- Wand: $1546 \text{ kN} / 6 \text{ m} = 258 \text{ kN/m}$ → höher als räumliches Model; Bügelarmierung bei $v_d > 180 \text{ kN/m}$ (Armierung auf dem obersten 1 m)

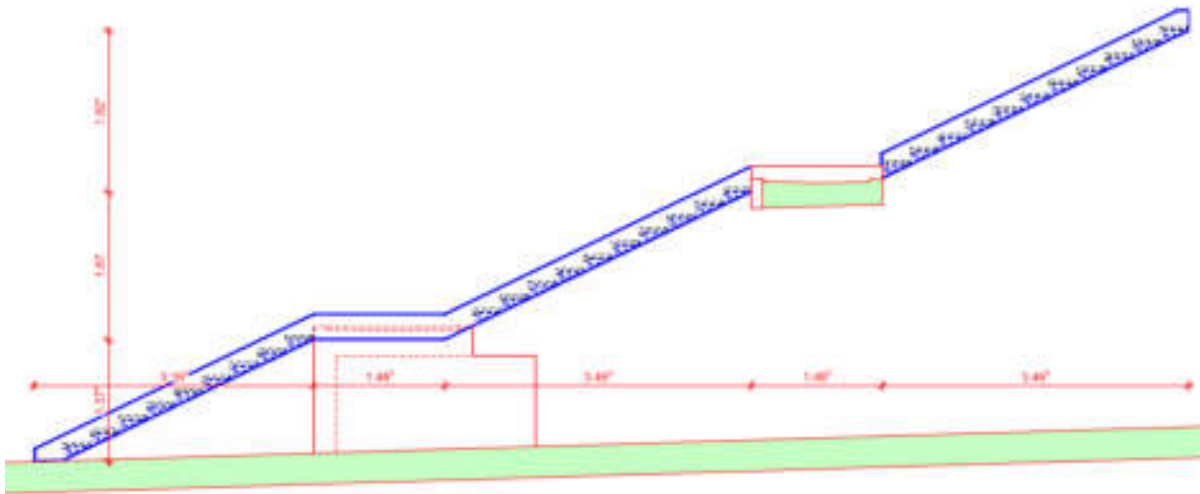
Längsbiegung Decke (Eingespannter Träger; Spannweite 8 m; Trägerhöhe 1.20 m)

$$M_{acc} = \frac{e \times h \times l^2}{12} + \frac{Q_{dy2} \times 8.0}{8} = \frac{(18 + 10.2) \times 2.2 \times 8^2}{12} + \frac{1000 \times 8.0}{8} = 1330 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sk}} = \frac{1330'000'000}{0.85 \times 1100 \times 500 \text{ N/mm}^2} = 2844 \text{ mm}^2 \rightarrow 6\varnothing 26$$

Die Anpralllast kann auch mit einem einfachen Stabmodell abgetragen werden → i.O.

8 Treppe



8.1 Tragsicherheit

8.1.1 Treppenwange: UPE 300, S355

Einfacher Balken; $l = 4.0$ m; kein Kippen oder Torsion da die Stufen die Wange halten.

$g_k = 0.02 \text{ m} \times 78.5 \text{ kN/m}^3 + 0.04 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.6 \text{ kN/m}^2 + \text{Geländer usw.}$

$q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Biegung Feld

$$M_d = \frac{(\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times l^2}{8} = \frac{(1.35 \times 5 \text{ kN/m} + 1.5 \times 5 \text{ kN/m}) \times 4.0^2}{8} = 29 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,el} = W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 522000 \times \frac{355}{1.05} = 176 \text{ kNm} \geq M_d \rightarrow i. O.$$

Querkraft Auflager

$$V_d = \frac{(\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times l}{2} = \frac{(1.35 \times 5 \text{ kN/m} + 1.5 \times 5 \text{ kN/m}) \times 4.0}{2} = 28.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_V \times \frac{f_y}{\gamma_{M1} \times \sqrt{3}} = 3030 \times \frac{355}{1.05 \times \sqrt{3}} = 591 \text{ kN} \geq V_d \rightarrow i. O.$$



8.1.2 Treppentritte Blech $t = 15 \text{ mm}$, $b = 0.32 \text{ m}$ (Blechbreite = 250 mm, S355)

Einfacher Balken; $l = 2.0 \text{ m}$

$$M_d = \frac{b \times (\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times l^2}{8} = \frac{0.32 \times (1.35 \times 3 \text{ kN/m} + 1.5 \times 5 \text{ kN/m}) \times 2.0^2}{8} = 1.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,el} = \frac{b \times h^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{250 \times 15^2}{6} \times \frac{355}{1.05} = 3.1 \text{ kNm} \geq M_d \rightarrow i. O.$$

Querkraft Auflager

$$V_d = \frac{b \times (\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times l}{2} = \frac{0.32 \times (1.35 \times 3 \text{ kN/m} + 1.5 \times 5 \text{ kN/m}) \times 2.0}{2} = 3.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M1} \times \sqrt{3}} = 250 \times 15 \times \frac{355}{1.05 \times \sqrt{3}} = 731 \text{ kN} \geq V_d \rightarrow i. O.$$

8.1.3 Geländerpfosten (80x12 mm S355, $a = 1.0 \text{ m}$)

Kragarm 1.0 m, Einwirkung auf Abschränkungen Kat. C bzw. Brücken

$Q_k = 1.0 \text{ m} \times 1.6 \text{ kN/m} = 1.6 \text{ kN}$

$$M_d = \frac{(\gamma_Q \times Q) \times l^2}{2} = \frac{(1.5 \times 1.6 \text{ kN}) \times 1.0^2}{2} = 1.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,el} = \frac{b \times h^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{12 \times 80^2}{6} \times \frac{355}{1.05} = 4.3 \text{ kNm} \geq M_d \rightarrow i. O.$$

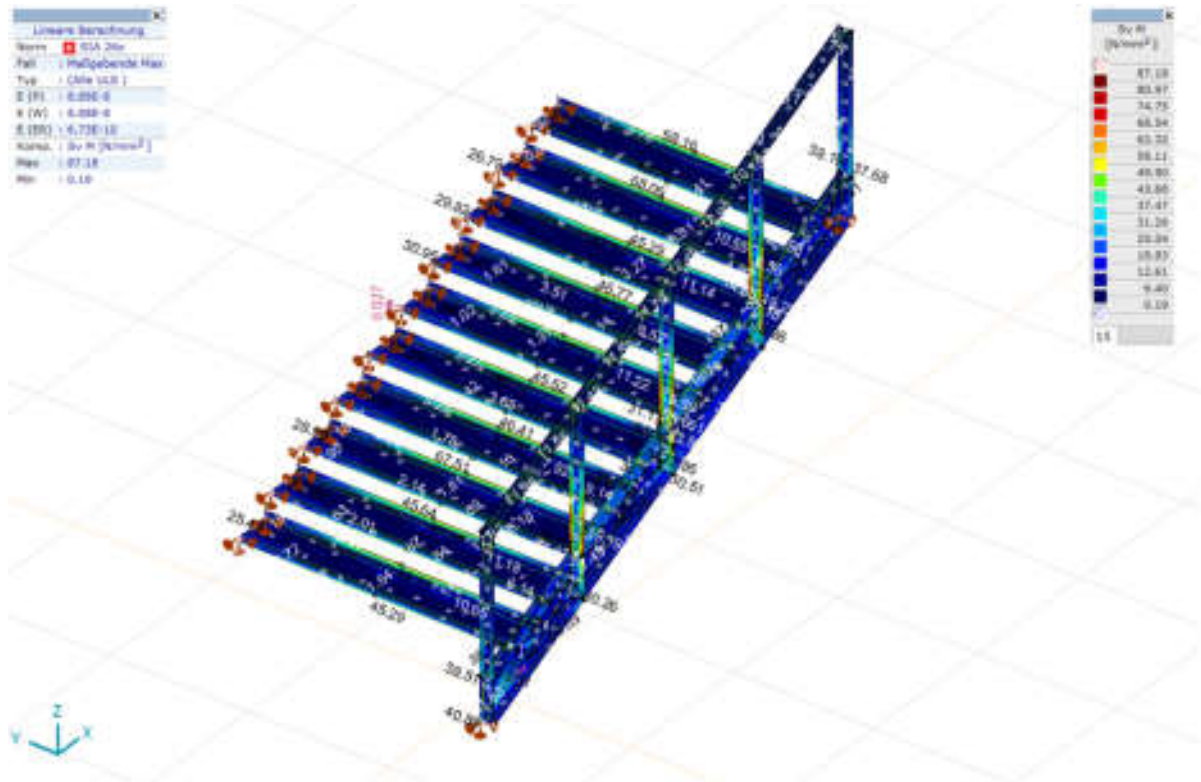
Querkraft Auflager

$$V_d = \frac{(\gamma_Q \times q) \times l}{1} = \frac{(1.5 \times 1.6) \times 1.0}{1} = 2.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M1} \times \sqrt{3}} = 80 \times 12 \times \frac{355}{1.05 \times \sqrt{3}} = 187 \text{ kN} \geq V_d \rightarrow i. O.$$

8.1.4 Räumliche Spannungsanalyse

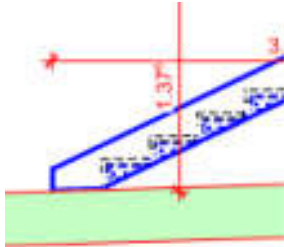
Maximal berechnete Vergleichsspannung liegt bei 90 N/mm² und somit deutlich unter den der Stahlfestigkeit → i.O.



8.2 Verbindungen

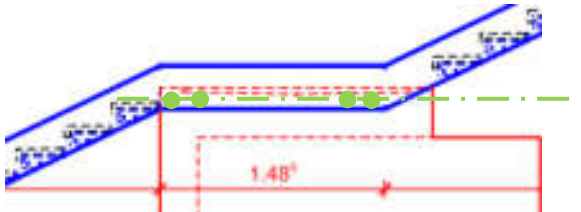
8.2.1 Befestigungen Treppenwangen

Fussdetail



Vertikallast wird über ein Mörtelbett auf die Bodenplatte abgegeben. Zur Sicherung werden 2 Anker verbaut.

Mittelpodest $V_d = 28.5 \text{ kN}$, $M_{y,d} = 0.03 \text{ m} \times 28.5 \text{ kN} = 1.0 \text{ kNm}$



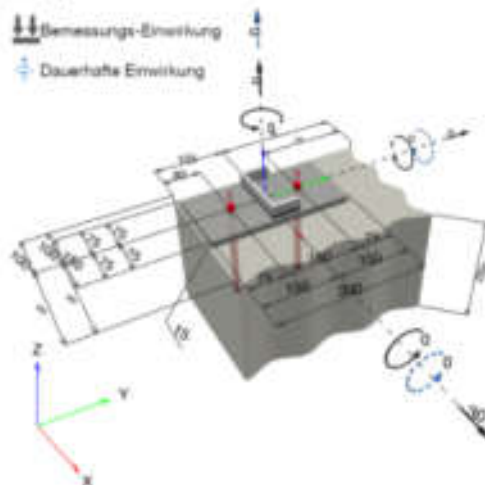


1 Eingabedaten

Dübeltyp und Größe:	HIT-HY 200-R V3 + HAS-U A4 M16	
Wiederkehrperiode (Lebensdauer in Jahren):	50	
Ankelnummer:	2223921 HAS-U A4 M16x200 (Anker) / 2262133 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)	
Effektive Verankerungstiefe:	$h_{ver,eff} = 200,0 \text{ mm}$ ($f_{ct,red} = -$)	
Werkstoff:	A4	
Zulassungs-Nr.:	ETA 19/0601	
Ausgestellt / Gültig:	02.12.2021 -	
Nachweis:	Bemessungsverfahren EN 1992-4, chemisch	
Abstandsmontage:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Kein Abstand); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Ankerplatte ^{CFRP} :	$l_a \times l_b \times t = 150,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$	
Profil:	U-Reihe, U 140; (L x B x D x FD) = 140,0 mm x 60,0 mm x 7,0 mm x 10,0 mm	
Umfanggrund:	gerissener Beton, C30/37, $f_{ct,red} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250,0 \text{ mm}$, Temp. kurzlang: 40/20 °C, Benutzerdefinierter Teilsicherheitsbeiwert des Materials $\gamma_m = 1,500$	
Installation:	Bohrloch: hammergebohrt, Installationsbed.: trocken	
Bewehrung:	Stababstand $\leq 150 \text{ mm}$ (für jeden \emptyset) oder $\leq 100 \text{ mm}$ (für $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) mit Randsbewehrung $c \geq 12,0 \text{ (mm)}$ + Engmaschige Rückhängebewehrung $a \leq 100,0 \text{ (mm)}$ Spaltbewehrung gem. EN 1992-4, 7.2.1.7 (2) b) 2) vorhanden.	

^{CFRP} - Die Dübelberechnung basiert auf einer komponentenbasierten Finito-Elemente-Methode (CBFEM)

Geometrie [mm] & Belastungen [kN, kNm]



2 Nachweise / Ausnutzung (Massgebende Fälle)

Beanspruchung	Nachweis	Bemessungswert [kN]		Ausnutzung β_N / β_V [%]	Status
		Einwirkung	Tragfähigkeit		
Zug	Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonausbr.	18,918	30,786	62 / -	OK
Quer	Betonkantenbruch, Richtung y-	15,000	24,360	- / 62	OK

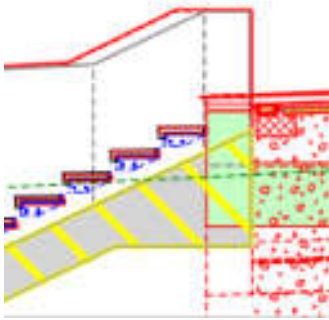
Beanspruchung	β_N	β_V	α	Ausnutzung $\beta_{N,V}$ [%]	Status
Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung	0,614	0,618	1,500	97	OK

3 Warnungen / Hinweise

+ Bitte beachten Sie alle Details sowie Hinweise/Warnungen aus dem Langausdruck!

Nachweis der Verankerung: OK!

Oberes Podest ($V_d = 28.5 \text{ kN}$)



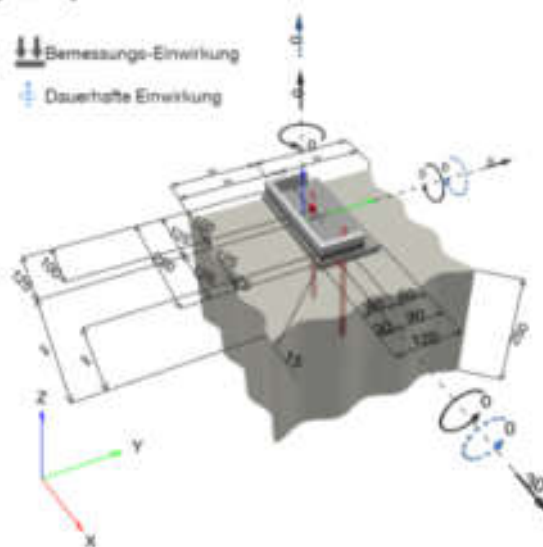
Verbindung mit 2 Anker M12 KWK III

1 Eingabedaten

Dübeltyp und Größe:	HIT-HY 200-R V3 + HAS-U A4 M12	
Wiederkehrperiode (Lebensdauer in Jahren):	50	
Artikelnummer:	2223919 HAS-U A4 M12x260 (Anker) / 2262133 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)	
Effektive Verankerungstiefe:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,reqd} = - \text{ mm}$)	
Werkstoff:	A4	
Zulassungs-Nr.:	ETA 19/0601	
Ausgestellt / Gültig:	02.12.2021 -	
Nachweis:	Bemessungsverfahren EN 1992-4, chemisch	
Abstandsmontage:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Kein Abstand); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Ankerplatte ^{CBFEM} :	$l_y \times l_x \times t = 250,0 \text{ mm} \times 120,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$	
Profil:	U-Reihe, U 240; (L x B x D x FD) = 240,0 mm x 85,0 mm x 9,5 mm x 13,0 mm	
Untergrund:	gerissener Beton, C30/37; $f_{ct,sp} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250,0 \text{ mm}$; Temp. kurzlang: 40/20 °C; Benutzerdefinierter Teilsicherheitsbeiwert des Materials $\gamma_s = 1,500$	
Installation:	Bohrloch: hammergebohrt, Installationsbed.: trocken	
Bewehrung:	Stababstand < 150 mm (für jeden Ø) oder < 100 mm (für Ø ≤ 10 mm) mit Randlängsbewehrung $d \leq 12,0 \text{ [mm]}$ + Engmaschige Rückhängebewehrung $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$	

^{CBFEM} - Die Dübelberechnung basiert auf einer komponentenbasierten Finite-Elemente-Methode (CBFEM)

Geometrie [mm] & Belastungen [kN, kNm]





2 Nachweise I Ausnutzung (Massgebende Fälle)

Beanspruchung	Nachweis	Bemessungswert [kN]		Ausnutzung β_x / β_y [%]	Status
		Einwirkung	Tragfähigkeit		
Zug	Spaltversagen	8,424	26,330	32 / -	OK
Quer	Stahlversagen ohne Hebelarm	16,651	18,910	- / 89	OK

Beanspruchung	β_x	β_y	α	Ausnutzung $\beta_{x,y}$ [%]	Status
Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung	0,158	0,881	2,000	81	OK

3 Warnungen / Hinweise

- Bitte beachten Sie alle Details sowie Hinweise/Warnungen aus dem Langausdruck!

Nachweis der Verankerung: OK!



8.2.2 Verbindung Treppentritte

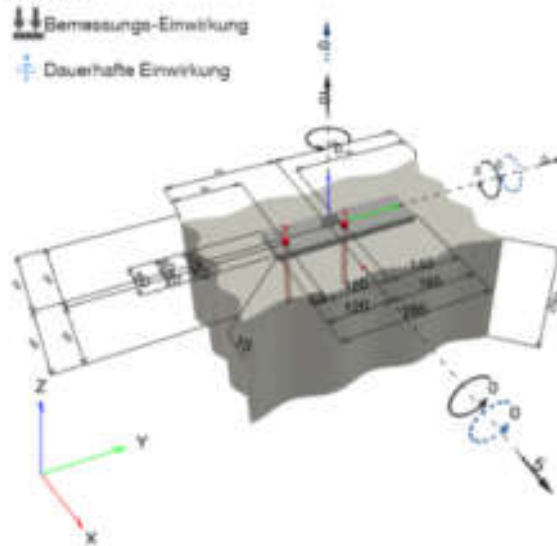
$V_d = 4.0 \text{ kN}$ (exzentrisch), vgl. 8.1.2; Nachweis Anker → Falls i.O. ist der nachweis für M12 HV 10.9 ebenfalls i.O.

1 Eingabedaten

Dübeltyp und Größe:	HIT-HY 200-R V3 + HAS-U A4 M12	
Wederkehrperiode (Lebensdauer in Jahren):	50	
Artikelnummer:	2223845 HAS-U A4 M12x180 (Anker) / 2262133 HIT-HY 200-R V3 (Mörtel)	
Effektive Verankerungstiefe:	$h_{ef,act} = 120,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst} = - \text{mm}$)	
Werkstoff:	A4	
Zulassungs-Nr.:	ETA 18/06/01	
Ausgestellt / Gültig:	02.12.2021 -	
Nachweis:	Bemessungsverfahren EN 1992-4, chemisch	
Abstandsmontage:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Kein Abstand); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Ankerplatte ^{CBFEM} :	$l_x \times l_y \times t = 80,0 \text{ mm} \times 285,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$;	
Profil:	Vierkantstahl, $30 \times 5,0$; ($L \times B \times D$) = $30,0 \text{ mm} \times 5,0 \text{ mm}$	
Untergrund:	gerissener Beton, C30/37, $f_{ct,sp} = 30,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 250,0 \text{ mm}$, Temp. kurzlang: 40/20 °C, Benutzerdefinierter Teilsicherheitsbeiwert des Materials $\gamma_m = 1,500$	
Installation:	Bohrloch: hammergebohrt, Installationsbed.: trocken	
Bewehrung:	Stababstand < 150 mm (für jeden Ø) oder < 100 mm (für Ø ≤ 10 mm) mit Randlängsbewehrung $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + Engmaschige Rückhängebewehrung $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$	

^{CBFEM} - Die Dübelberechnung basiert auf einer komponentenbasierten Finite-Elemente-Methode (CBFEM)

Geometrie [mm] & Belastungen [kN, kNm]



2 Nachweise / Ausnutzung (Massgebende Fälle)

Beanspruchung	Nachweis	Bemessungswert [kN]		Ausnutzung	Status
		Einwirkung	Tragfähigkeit	β_u / β_v [%]	
Zug	Kombiniertes Versagen Herausz. - Befonaubr.	17,362	34,122	51 / -	OK
Quer.	Stahlversagen ohne Hobelarm	3,958	18,910	- / 21	OK

Beanspruchung	β_u	β_v	α	Ausnutzung $\beta_{u,v}$ [%]	Status
Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung	0,509	0,079	1,500	39	OK

3 Warnungen / Hinweise

- Bitte beachten Sie alle Details sowie Hinweise/Warnungen aus dem Längsdruck!

Nachweis der Verankerung: OK!

8.2.3 Nachweis Schweissnaht Geländer

$M_d = 1.2 \text{ kNm} / V_d = 2.0 \text{ kN}$ (kein Nachweis), vgl. 8.1.3

Modell: 12 mm lange Schweissnaht mit Hebel = 80 mm; Schweissnaht $a = 6 \text{ mm}$ rundum

$$M_{Rd,el} = e \times a \times l \times 0.6 \times \frac{f_{U,E}}{\gamma_{M2}} = 80 \times 6 \times 12 \times 0.6 \times \frac{510}{1.25} = 1.4 \text{ kNm} \geq M_d \rightarrow i. O.$$

8.3 Nachweis Gebrauchstauglichkeit

8.3.1 Verformungen

Quasi ständig: $w = 2.1 \text{ mm} \rightarrow l/952 \text{ i.O.}$

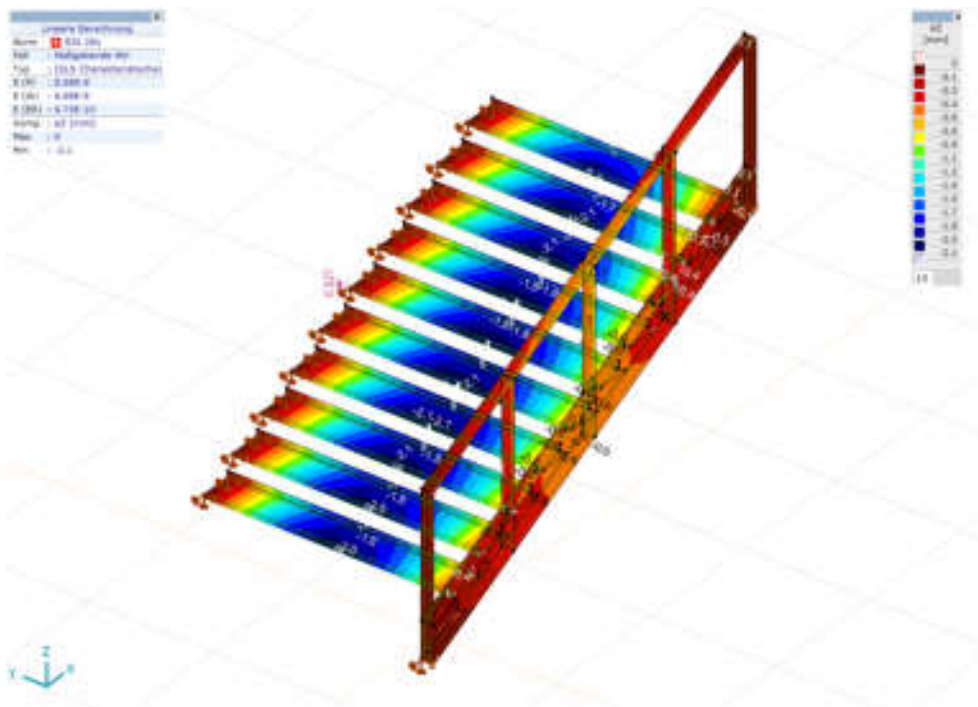


Abbildung 63: Verformungen quasi-ständig

Verformungen infolge Nutzlast häufig: $w = 1.6 \text{ mm} \rightarrow I/1250 \text{ i.O.}$

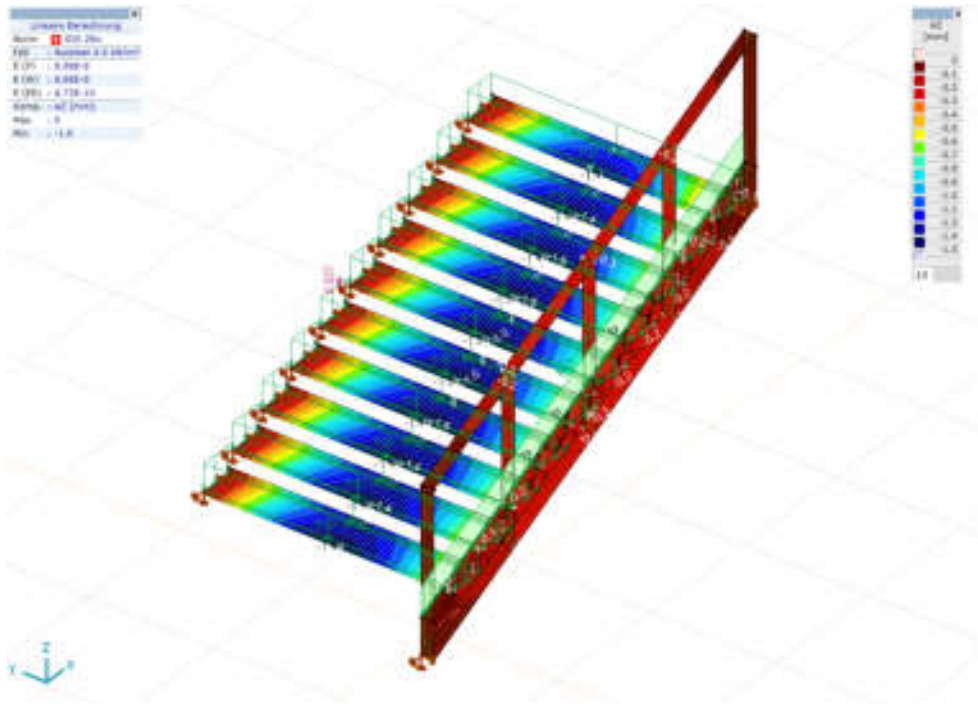


Abbildung 64: Verformungen infolge Nutzlast

Horizontalverformung Geländer infolge Abschrankungslast: $u = 4.8 \text{ mm} \rightarrow h/200 \text{ i.O.}$ (eigentlich Kragarm!)

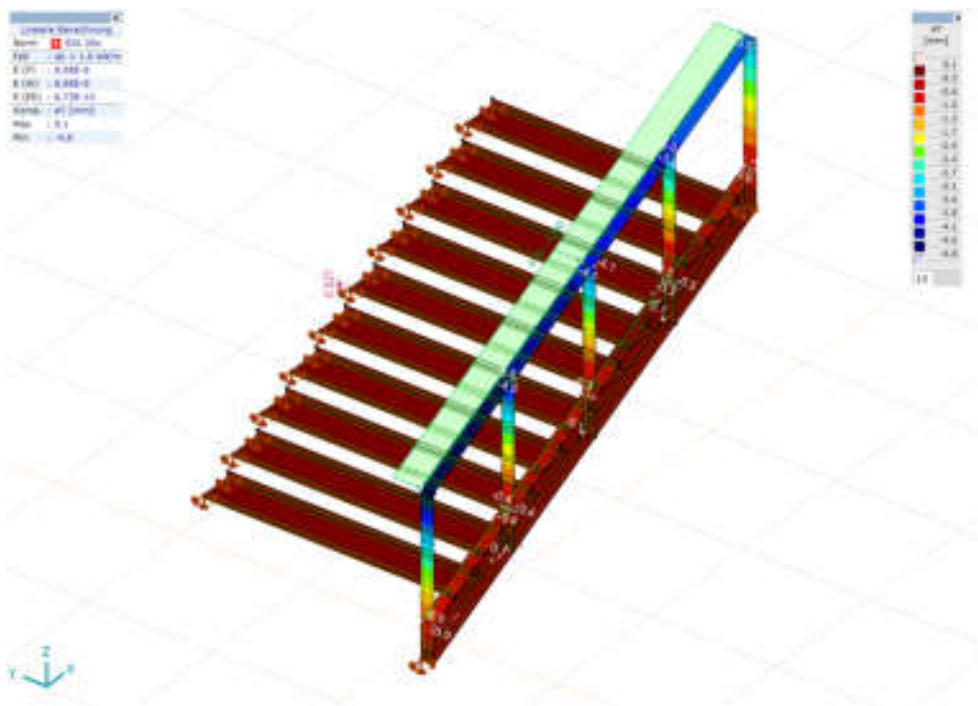
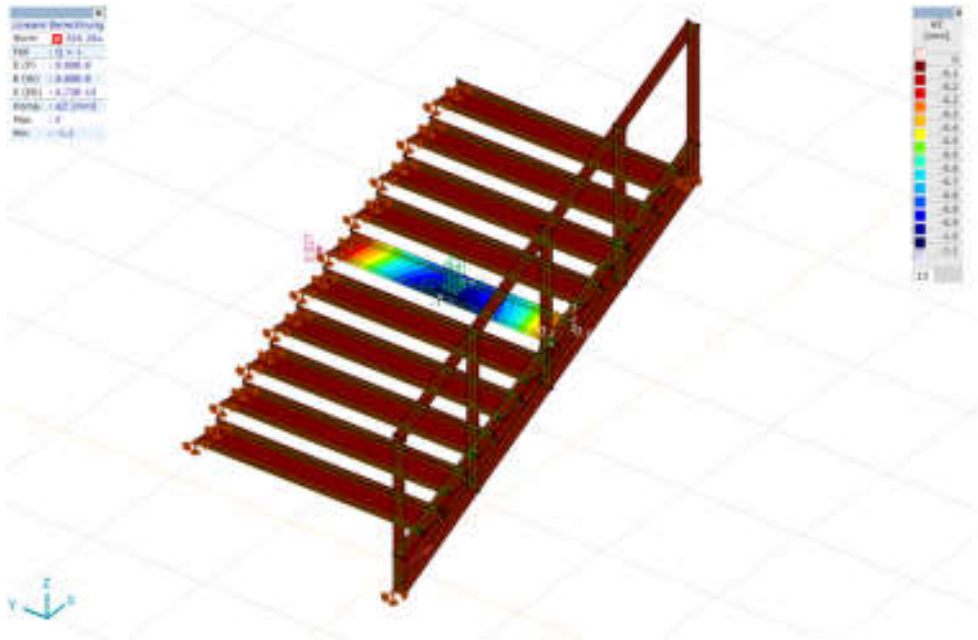


Abbildung 65: Horizontalverformung Geländer infolge $q_k = 1.6 \text{ kN/m}$

8.3.2 Steifigkeitsanforderung

Verformung infolge $Q = 1 \text{ kN}$: $w_{\max} = 1.0 \text{ mm} \leq w = 1.05 \text{ mm}$ ca. i.O.
 (Reserve Treppenstufe)



8.3.3 Eigenfrequenz $f_1 = 10.7 \text{ Hz} \rightarrow 4.5$ bzw. 8.0 Hz i.O.

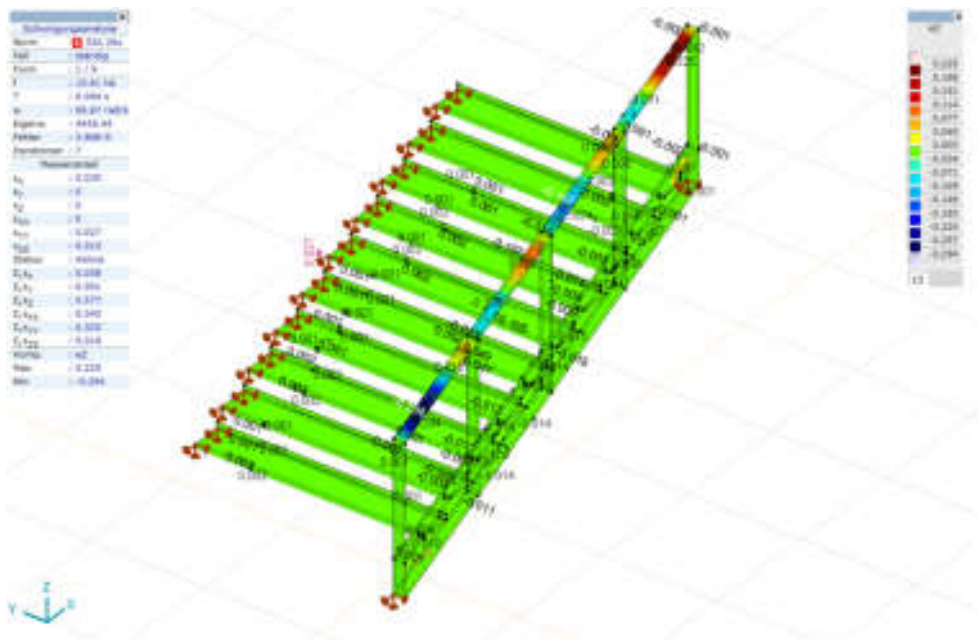


Abbildung 66: 1. Eigenfrequenz = 10.6 Hz

Änderungsverzeichnis

Rev. 0

Erstfassung

19. Juni 2023